



# **Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ - Application à Grenoble**

Clotaire Michel

## **► To cite this version:**

Clotaire Michel. Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ - Application à Grenoble. Géophysique [physics.geo-ph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. Français. NNT : . tel-00191024

**HAL Id: tel-00191024**

**<https://theses.hal.science/tel-00191024>**

Submitted on 23 Nov 2007

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville

Apport des techniques expérimentales in situ  
Application à Grenoble

---

par Clotaire MICHEL

Pour obtenir le titre de

Docteur de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I

Mention : Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement

## Composition du Jury :

André PLUMIER	Université de Liège	Rapporteur
Pierre ARGOUL	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Marne-la-Vallée)	Rapporteur
Michel CAMPILLO	Université Joseph Fourier (Grenoble)	Président du jury
Carlos VENTURA	University of British Columbia (Vancouver, Canada)	Examineur
Pierre LABBE	Electricité de France - SEPTEN (Lyon)	Examineur
John CLINTON	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich	Examineur
Philippe GUEGUEN	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Grenoble)	Directeur de thèse
Pierre-Yves BARD	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Grenoble)	Directeur de thèse

Thèse soutenue le 22 octobre 2007



« Sans quitter votre sujet de Lisbonne, convenez, par exemple, que la nature n'avait point rassemblé là vingt mille maisons de six à sept étages, et que si les habitants de cette grande ville eussent été dispersés plus également, et plus légèrement logés, le dégât eût été beaucoup moindre, et peut-être nul. [...] Vous auriez voulu, et qui ne l'eut pas voulu ! que le tremblement se fût fait au fond d'un désert. Mais que signifierait un pareil privilège ? [...] Serait-ce à dire que la nature doit être soumise à nos lois ? »

Rousseau *Lettre sur la Providence*, 18 août 1756 en réponse au *Poème sur le désastre de Lisbonne* de Voltaire (1756)



# Résumé

L'analyse de vulnérabilité sismique du bâti existant nécessite le relevé de paramètres déterminant le comportement dynamique des structures. Dans les méthodes existantes comme HAZUS ou RiskUE, ces informations sont collectées par expertise visuelle ou choisies parmi des valeurs forfaitaires. Même dans le cas d'un diagnostic plus complet, les experts doivent se passer des plans de la structure, estimer la qualité des matériaux utilisés, leur vieillissement voire leur endommagement. Or, les vibrations ambiantes des bâtiments et les paramètres modaux (fréquences propres, amortissements et déformées modales) qui peuvent en être extraits incluent naturellement tous ces paramètres dans leur domaine de fonctionnement linéaire élastique. L'objectif de ce travail est d'utiliser au mieux ces paramètres modaux pour aider au diagnostic de vulnérabilité sismique.

Un modèle modal dynamique linéaire fondé sur les paramètres modaux expérimentaux est proposé. La limite en déformation du premier endommagement a été fixée pour différents types de bâtiments. Ce modèle est notamment validé à l'aide d'enregistrements de séismes à l'Hôtel de Ville de Grenoble, une structure instrumentée par le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP). Par ailleurs, la courbe de fragilité correspondant à l'état de dommage « Léger » est développée en utilisant de nombreux mouvements du sol simulés.

Cette méthodologie a été appliquée à la ville de Grenoble où des tests sous vibrations ambiantes ont été menés sur 61 bâtiments. L'analyse modale a été réalisée grâce à la *Frequency Domain Decomposition*, une méthode qui permet de décomposer les modes, même s'ils sont proches. Une étude structurale de chaque type de bâtiment a été menée à l'aide des paramètres modaux expérimentaux et les courbes de fragilité ont été développées suivant la méthodologie proposée. Le risque sismique de la ville a également été étudié à l'aide de scénarios de séismes, dont les résultats ont été comparés à ceux d'une méthode d'analyse de vulnérabilité empirique.

**Mots-Clefs :** vulnérabilité sismique, risque sismique, vibrations ambiantes, analyse modale, courbes de fragilité, Grenoble.

# Abstract

## Seismic vulnerability analysis using in situ experimental techniques : from the building to the city scale – Application to Grenoble (France)

Seismic vulnerability analysis of existing buildings requires basic information on their structural behaviour. In the current methods such as HAZUS or Risk-UE, these parameters are collected by visual screening or estimated among generic values of physical parameters. Even for more complete diagnosis, the experts have to deal with the lack of structural plans, the unknown quality of material, ageing and damaging of the structure. The ambient vibrations of buildings and the modal parameters (frequencies, damping ration and modal shapes) that can be extracted from them naturally include all these parameters in the linear elastic part of their behaviour. The aim of this work is to use this modal information to help the vulnerability assessment.

A linear dynamic modal model based on experimental modal parameters is proposed. A damage threshold for the damage state “Slight” is chosen for each class of building. This model is validated using recordings of earthquakes in a structure with permanent monitoring installed by the French Accelerometric Network. Moreover, the fragility curve corresponding to the damage state “Slight” is build using numerous ground motions.

This methodology is applied to the Grenoble City where ambient vibrations have been recorded in 61 buildings of various types at one point per floor at least. The modal analysis has been performed using the Frequency Domain Decomposition technique that allows to separate close modes. A structural study of each class of building regarding their modal properties is performed and the fragility curves developed using the aforementioned methodology. The seismic risk of the city is finally discussed by performing seismic scenarios.

**Keywords :** seismic vulnerability, seismic risk, ambient vibrations, modal analysis, fragility curves, Grenoble.



# Remerciements

Les données utilisées dans ce travail ont été fournies ou acquises grâce au Réseau Accélérométrique Permanent (RAP <http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr>), notamment Catherine Péquegnat, au projet Vulnérabilité à l'échelle d'une ville Rhône Alpine (VulnéRALp) financé par la région Rhône-Alpes et à l'aide du Pôle Grenoblois des Risques Naturels.

Je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury qui ont donné de leur temps pour évaluer cette thèse.

Ce travail a pu être mené à bien grâce aux soutien, conseils et recadrages de Philippe Guéguen, indéfectible au cours de ces trois années, aux judicieuses remarques de Pierre-Yves Bard ainsi que des autres membres de l'équipe risque sismique du LGIT, notamment Fabrice Cotton. Merci tout particulièrement à Mathieu Causse qui a simulé des mouvements sismiques invraisemblables pour satisfaire mes besoins de calculs de scénarios. Enfin, un grand merci à tout le personnel du laboratoire, tout d'abord pour m'avoir accompagné lors de mes manip bien qu'elles fussent moins excitantes que de poser des stations par -10 °C sur un volcan du Massif Central, mais également pour la bonne ambiance généralisée et pas seulement de travail.

Un petit mot également pour encourager l'association des doctorants LaiTUE sans laquelle je n'aurais sans doute jamais côtoyé les thésards des autres labos de l'observatoire. Je n'oublie pas le GUCEM et tous ses bénévoles et néanmoins amis avec lesquels j'ai passé trois années extrêmement épanouissantes et qui ont dû supporter mes inepties durant tout ce temps.

Enfin, bien entendu, je remercie ma famille qui a suivi de loin (sans grogner) mes aventures et qui a préparé ce qui restera comme un pot de thèse d'anthologie, ainsi que Anne pour sa patience.

Cette thèse a été préparée au :

Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique (LGIT)  
<http://www-lgit.obs.ujf-grenoble.fr>  
Université Joseph Fourier - CNRS - LCPC  
Maison des Géosciences  
1381 rue de la Piscine - BP53  
38041 GRENOBLE Cedex 9



# Table des matières

<b>Introduction</b>	<b>12</b>
<b>1 Vibrations ambiantes et analyse modale</b>	<b>18</b>
1.1 Historique . . . . .	18
1.1.1 Vibrations ambiantes et forcées . . . . .	18
1.1.2 Comparaison avec les vibrations sous séisme . . . . .	21
1.1.3 Utilisation en génie civil . . . . .	25
1.2 Vibrations ambiantes dans les structures et leur enregistrement . . . . .	27
1.2.1 Origine et nature des vibrations ambiantes des structures . . . . .	27
1.2.2 Enregistrement de vibrations ambiantes dans les structures . . . . .	30
1.3 Analyse modale . . . . .	36
1.3.1 Décomposition du mouvement des structures et approximation linéaire .	36
1.3.2 Méthodes d'analyse modale . . . . .	38
1.3.3 Pointé des pics en fréquence ( <i>Peak Picking</i> ) . . . . .	39
1.3.4 Identification paramétrique par un processus auto-régressif . . . . .	43
1.3.5 Frequency Domain Decomposition (FDD) . . . . .	45
1.3.6 Cas d'étude : analyse modale d'une structure aux modes très proches . .	50
1.3.7 Incertitudes sur les paramètres modaux . . . . .	52

<b>2</b>	<b>Modélisation des bâtiments</b>	<b>54</b>
2.1	Idéalisation du problème . . . . .	55
2.1.1	Modèles discrets 1D . . . . .	55
2.1.2	Modèles continus : poutre en flexion et poutre de Timoshenko . . . . .	59
2.2	Utilisation des paramètres modaux déterminés par les enregistrements <i>in situ</i> . .	62
2.2.1	Poutre de Timoshenko . . . . .	63
2.2.2	Modèle modal . . . . .	64
2.2.3	Estimation des rigidités . . . . .	65
<b>3</b>	<b>Applications</b>	<b>70</b>
3.1	Modélisation de cinq bâtiments par des poutres de Timoshenko . . . . .	70
3.1.1	Présentation des bâtiments . . . . .	70
3.1.2	Enregistrements et analyse modale . . . . .	71
3.1.3	Modélisation par des poutres de Timoshenko . . . . .	73
3.1.4	Conclusion . . . . .	75
3.2	Validation du modèle modal grâce à l'enregistrement de la chute d'un pont . . .	77
3.2.1	Vibrations Ambiantes (AV) . . . . .	78
3.2.2	Démolition du pont . . . . .	79
3.2.3	Validation par simulation de la réponse du bâtiment et calcul de la rigidité	82
3.2.4	Conclusion . . . . .	84
3.3	Validation du modèle modal grâce à l'enregistrement de séismes à l'Hôtel de Ville de Grenoble . . . . .	85
3.3.1	L'Hôtel de Ville de Grenoble, une structure test . . . . .	85
3.3.2	Réseau permanent . . . . .	85
3.3.3	Séismes enregistrés . . . . .	86

<i>TABLE DES MATIÈRES</i>	10
3.3.4 Test sous vibrations ambiantes . . . . .	89
3.3.5 Détermination du centre de torsion . . . . .	90
3.3.6 Comparaison modèle modal-enregistrements réels . . . . .	93
3.3.7 Comparaison des fréquences sous bruit de fond et séisme . . . . .	94
3.3.8 Conclusion . . . . .	97
3.4 Baisse de fréquence transitoire - permanente dans les structures. Apport de la représentation temps-fréquence . . . . .	98
3.4.1 Méthode d'analyse : la distribution temps-fréquence de Wigner-Ville ré- allouée . . . . .	99
3.4.2 Séismes forts - Application à la Millikan Library . . . . .	101
3.4.3 Séismes modérés - Application à l'Hôtel de Ville . . . . .	102
3.4.4 Interprétation . . . . .	103
3.4.5 Conclusion . . . . .	107
<b>4 Evaluation dynamique de bâtiments à Grenoble</b>	<b>110</b>
4.1 Typologie de la ville de Grenoble . . . . .	111
4.1.1 Histoire du développement urbain de la ville . . . . .	111
4.1.2 Types de constructions de Grenoble . . . . .	116
4.2 Enregistrements de vibrations ambiantes à Grenoble . . . . .	124
4.2.1 Données . . . . .	124
4.2.2 Fréquences propres et relations empiriques . . . . .	126
4.2.3 Apport des paramètres modaux à la description du comportement dyna- mique des types de la BDT Grenoble . . . . .	130
<b>5 Vulnérabilité sismique des structures</b>	<b>146</b>
5.1 Méthodes empiriques d'analyse de vulnérabilité : les méthodes statistiques . . .	147



5.1.1	Principe des méthodes existantes . . . . .	147
5.1.2	Méthode VulnéRALp . . . . .	152
5.1.3	Application à Grenoble . . . . .	155
5.2	Méthodes mécaniques simplifiées d'analyse de vulnérabilité : les méthodes en déplacement . . . . .	164
5.2.1	Courbes de capacité et estimation du point de performance . . . . .	164
5.2.2	Estimation de la vulnérabilité par les courbes de fragilité . . . . .	170
5.3	Méthode expérimentale d'analyse de vulnérabilité : application à Grenoble . . .	173
5.3.1	Modélisation dynamique extraite des paramètres modaux expérimentaux	174
5.3.2	Méthode d'analyse de vulnérabilité et de risque . . . . .	177
5.3.3	Application à Grenoble . . . . .	181
5.3.4	Conclusion . . . . .	193
<b>Conclusions et perspectives</b>		<b>196</b>
<b>Bibliographie</b>		<b>210</b>

# Introduction

Pour se protéger des destructions pouvant être occasionnées par les tremblements de terre, les pays concernés se sont dotés de règles parasismiques. Ces règles, lorsqu'elles sont bien appliquées, permettent aux nouvelles constructions un niveau de protection acceptable. Or, le taux de renouvellement du parc immobilier est de 1% par an en moyenne, ce qui montre que le risque de dommages dus à des séismes vient du bâti existant pour lequel une analyse de vulnérabilité aux séismes doit être menée.

Ces dernières années, les dirigeants politiques de nombreux pays, y compris à sismicité modérée, ont pris conscience de la vulnérabilité des centres urbains situés en zone sismique et de la nécessité d'une évaluation sismique du bâti pour :

- estimer les dommages, les coûts et les victimes pour des scénarios possibles
- hiérarchiser les priorités de renforcement.

A l'occasion de la conférence européenne de génie parasismique et de sismologie en 2006 à Genève, le président de la Confédération suisse M. Leuenberger, dans son discours d'ouverture a dit : « *La Suisse, par exemple, ne connaît que depuis 1989 des normes de constructions parasismiques modernes. Plus de 90% des bâtiments ont été construits avant ces normes.*

*Je souhaite donc que la Suisse et les autres pays européens dressent des inventaires de la sécurité de leurs constructions et tout spécialement de leur infrastructures critiques, à savoir hôpitaux, réseau de distribution d'énergie, casernes de pompier, barrages, centrales nucléaires. »*

Cette prise de conscience a été permise par les estimations de coûts, qui ont placé le risque sismique en première position des risques naturels en Suisse. En France, le constat a été réalisé très récemment, avec notamment la mise en place du « Plan Séisme » en 2005.

La sismicité française est modérée, mais des séismes destructeurs y ont pourtant eu lieu comme en 1356, où un séisme détruisit la ville de Bâle, ville suisse à la frontière française, ou en 1909 en Provence. Le séisme d'Annecy en 1996, d'une magnitude limitée  $M_l = 4.8$ , aurait fait 46M€ de dégâts (AFPS, 1996). Les sismologues estiment qu'un séisme de magnitude 6 est possible partout dans les Alpes. Quelles seraient les conséquences d'un tel séisme, ou même de magnitude inférieure, dont l'épicentre serait situé à proximité d'un grand centre urbain comme Grenoble ? C'est une question à laquelle ce travail s'efforcera de répondre. Dans un contexte de sismicité modérée comme la France, les moyens alloués aux analyses de vulnérabilité sont limités. Par ailleurs, le bâti français possède ses propres spécificités. Il n'est donc pas envisageable d'appliquer directement les méthodes développées dans les pays à forte sismicité (GNDT, 1986; FEMA, 1999). Il faut donc proposer des méthodes alternatives, mais pertinentes, d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

Quatre approches ont été développées par la communauté du génie parasismique pour étudier la vulnérabilité des structures de génie civil aux séismes : les relevés post-sismiques (retour d'expérience), les enregistrements de vibrations *in situ*, les tests de laboratoire et la modélisation numérique.

Le retour d'expérience a permis la calibration de méthodes empiriques d'évaluation de la vulnérabilité sismique à grande échelle. Elles consistent à partir du relevé de critères structuraux comme le matériau de construction, le nombre d'étages, la forme du toit, etc., à déterminer une notation de la vulnérabilité des structures. Cette note est reliée au dommage pour un séisme d'intensité donnée. Ces approches ont une validité statistique, donc à grande échelle seulement, et permettent une première évaluation de la vulnérabilité mais elles ne font pas réellement le lien avec le mouvement sismique. La simplicité et la quantité des paramètres que doivent relever les inspecteurs peuvent en faire des méthodes relativement coûteuses.

Les tests en laboratoire et la modélisation ont, quant à eux, permis la mise au point de méthodes précises de calcul de la vulnérabilité à l'échelle de la structure. Outre les modélisations complètes de structures importantes (centrales nucléaires, ponts...), il existe des méthodes de diagnostic sismique utilisées communément. Il peut s'agir de calculs simplifiés, de modélisation statique (*Pushover*)... Cependant, elles sont coûteuses à mettre en œuvre et font appel à de nombreuses hypothèses sur la qualité de la construction, les plans n'étant pas disponibles le plus souvent, et sur son vieillissement. Elles existent également pour des applications à grande échelle (FEMA, 2003; Risk-UE, 2003) mais leur mise en œuvre s'avère difficile.

Boutin et al. (2005) ont proposé pour la première fois un lien direct entre les enregistrements *in situ* de vibrations ambiantes de bâtiments, desquels ils ont extrait les fréquences propres, et la vulnérabilité sismique. Leur approche, destinée à l'étude de quelques bâtiments, combine une modélisation simplifiée de la structure calibrée sur les fréquences expérimentales et une modélisation plus fine d'un étage. D'autres paramètres modaux peuvent être déterminés expérimentalement sous vibrations ambiantes (amortissement et déformées modales). Tous ces paramètres contrôlent la réponse des structures en intégrant leur vécu (plans, matériaux de construction, vieillissement...). Ils sont par ailleurs assez facile à déterminer pour un assez grand nombre de bâtiments, l'évolution des techniques d'enregistrement et d'analyse ayant beaucoup progressé ces dernières années. Il semble donc que les paramètres modaux issus des enregistrements de vibrations ambiantes soient des indicateurs précieux pour l'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments.

Les objectifs de ce travail sont issus de trois constats :

- Les méthodes empiriques sont irremplaçables pour les analyses à grande échelle mais elles doivent être simplifiées pour être utilisables dans des pays à sismicité modérée et des sources de données structurales de masse doivent être explorées de manière à étendre leur utilisation à l'échelle du département, voire de la région. Comment utiliser des photographies aériennes 3D pour ces études et en quoi les paramètres obtenus grâce à elles peuvent-ils aider au diagnostic de vulnérabilité ?
- Les enregistrements de vibrations ambiantes permettent d'extraire des paramètres caractérisant la réponse des structures aux séismes : fréquences propres, amortissements, déformées modales. Ces paramètres sont-ils consistants au sein d'un type de bâtiment ? Peuvent-ils reproduire le mouvement d'un bâtiment soumis à un séisme avec une précision intéressante ? Celui d'un type de bâtiment ? Il a souvent été émis la critique que ces paramètres obtenus sous petites déformations, n'ont pas d'intérêt pour les grandes déformations. Or Dunand (2005) a montré que les baisses de fréquences lors des séismes

n'endommageant pas la structure étaient très limitées. Les paramètres modaux donnent donc des informations pour les séismes modérés, justement ceux qui font peser le plus fort risque sur les zones à aléa modéré.

- Les méthodes mécaniques ont apporté le concept de performance des structures. On la représente par des courbes de fragilité qui permettent de prendre en compte un mouvement sismique « réaliste », représenté par exemple par son spectre de réponse en déplacement. Cette représentation de la vulnérabilité des structures aux séismes est en passe de devenir standard. Les paramètres modaux expérimentaux peuvent-ils aider à déterminer ces courbes de fragilité ? Comment étendre ces concepts à l'échelle de la ville ?

Des sismologues enregistrent les vibrations des bâtiments (séismes, vibrations ambiantes) quasiment depuis qu'ils enregistrent les vibrations du sol (Omori, 1922). Les enregistrements de séismes en structures permettent une compréhension directe du phénomène mais restent rares. En France, le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) a installé en 2004 six stations à l'Hôtel de Ville de Grenoble, première structure française équipée et dont les données sont accessibles via Internet. De nombreux auteurs (Carder, 1936a; Crawford et Ward, 1964; Trifunac, 1972) ont avant cela montré l'intérêt pour le génie parasismique des enregistrements de vibrations ambiantes dans les structures. Cependant, ces enregistrements ont été peu utilisés jusqu'à la fin du XX<sup>e</sup> siècle à cause des difficultés liées à l'instrumentation et de la culture axée sur les grandes déformations de la communauté du génie parasismique. Pourtant, pour mieux comprendre les processus d'endommagement des structures, il faut commencer par bien connaître leur comportement sous faible sollicitation. Grâce aux progrès techniques effectués dans les domaines du génie électrique puis du génie civil, ces enregistrements et leur techniques d'analyse sont désormais accessibles facilement pour des applications en génie parasismique. Les disciplines telles que la détection d'endommagement, le suivi de structure et la réactualisation des modèles numériques par l'enregistrement de vibrations ambiantes sont en plein développement. Le matériel d'enregistrement est désormais facile à transporter et à mettre en place, ce qui permet l'enregistrement d'un grand nombre de structures. Des techniques d'analyse modale robustes existent et peuvent être facilement implémentées, elles font même aujourd'hui l'objet de logiciels commerciaux. Les enregistrements de vibrations ambiantes permettent d'obtenir les paramètres modaux (fréquences propres, amortissement et déformées modales) qui caractérisent les bâtiments dans leur domaine de fonctionnement élastique linéaire en intégrant leur géométrie, la qualité des matériaux, leur vieillissement et leur éventuel endommagement. Ces paramètres, d'une part, dirigent la réponse de la structure et, d'autre part, sont directement liés à sa structure interne. Les fréquences et amortissements d'une structure vont en effet contrôler l'amplitude, la phase et la durée de sa réponse à un séisme. Housner et Brady (1963) écrivent ainsi : *"The natural period of vibration is the single most informative fact about the internal structure of buildings"*. Par ailleurs, la déformée modale indique la répartition des déformations au sein de la structure pendant le séisme. Toujours selon Housner et Brady (1963) : *"Two structures having the same distribution of mass and the same fundamental period may experience shear forces of appreciably different magnitudes if the internal structures (mode shapes) are different"*. L'utilisation de ces paramètres expérimentaux doit permettre une modélisation simplifiée mais pertinente de la réponse des structures à un séisme. Par ailleurs, ces paramètres modaux sont directement liés aux caractéristiques physiques des structures, en particulier leur rigidité. Connaître ces paramètres permet donc de savoir comment la rigidité se répartit et ainsi de juger de la qualité de la construction.

Les paramètres modaux expérimentaux semblent donc permettre d'évaluer les caractéristiques

d'une structure et de la modéliser sous sollicitation dynamique : c'est ce dont on a besoin pour évaluer sa vulnérabilité aux séismes.

Le chapitre 1 traite des enregistrements de vibrations ambiantes dans les structures de génie civil. Un historique de leurs utilisations en génie civil et en génie parasismique y est présenté, en incluant l'utilisation des techniques de mise en vibration forcée des structures et l'enregistrement des séismes. Une seconde partie détaille l'origine des vibrations des structures puis les protocoles expérimentaux suivis pour ce travail. Enfin, une dernière partie présente les différentes techniques d'analyse modale qui permettent de traiter ces signaux. Elle détaille les hypothèses qui autorisent la décomposition modale et les différentes stratégies d'analyse et plus particulièrement le pointé des pics, méthode la plus simple et la plus utilisée en génie civil, la modélisation auto-régressive pour des applications en enregistrements de séismes et enfin celle qui a été retenue dans ce travail, la *Frequency Domain Decomposition (FDD)*, une méthode qui permet une réelle décomposition en modes. Un cas d'étude montre la pertinence de cette méthode et les incertitudes sur les paramètres modaux sont également discutées.

Le chapitre 2 reprend des modèles simples de poutre pour l'interprétation des paramètres modaux des structures déterminés sous vibrations ambiantes en termes physiques. Il détaille les modèles canoniques de la flexion et du cisaillement ainsi que le modèle de la poutre de Timoshenko qui permet de prendre ces deux phénomènes en compte. La manière dont les paramètres modaux déterminés expérimentalement peuvent être intégrés à ces modèles est ensuite développée. En particulier, une modélisation simple, fondée presque uniquement sur les fréquences, les amortissements et les déformées modales expérimentaux est proposée : le modèle modal. Il permet de décrire la réponse de la structure à une sollicitation donnée à chaque étage.

Le chapitre 3 propose des applications pratiques des chapitres 1 et 2 ainsi que des validations du modèle proposé. Le premier cas étudié est celui de 5 bâtiments de Grenoble qui ont été modélisés à l'aide de poutres de Timoshenko déterminées à partir des rapports de fréquences expérimentaux. Le second cas est celui de l'enregistrement dans un autre bâtiment de Grenoble de vibrations ambiantes et de sa réponse au mouvement produit par la démolition d'un pont à proximité. Enfin, le cas de l'Hôtel de Ville de Grenoble, site pilote du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP), est étudié en détail. Six stations accélérométriques permanentes y ont en effet été installées et une étude complète sous vibrations ambiantes y a été menée. Les résultats des enregistrements de séismes et de vibrations ambiantes sont décrits et comparés. Ce chapitre traite également des limites du modèle linéaire dues aux variations des paramètres modaux sous séisme. La dernière partie est, en effet, l'application d'une méthode temps-fréquence avancée à l'étude des enregistrements de séismes. Elle montre l'évolution des fréquences propres sous séisme à la Millikan Library de Pasadena (Californie) et à l'Hôtel de Ville de Grenoble.

Le chapitre 4 est une application à la ville de Grenoble. Après une description de l'évolution de la ville et de son bâti au cours de son histoire, la typologie mise en place dans le cadre du projet VulnéRALp (Guéguen et Vassail, 2004) est décrite (BDT Grenoble). Une partie détaille ensuite l'étude menée sur 61 bâtiments de types variés à l'aide de tests sous vibrations ambiantes. Les paramètres modaux de chaque type de bâtiment sont étudiés et rapportés aux connaissances *a priori* de leur structure. Des modèles médians par type sont également proposés

en vue d'une étude à grande échelle.

Le chapitre 5 fait le lien avec la vulnérabilité sismique. Les méthodes empiriques sont tout d'abord expliquées. La méthode VulnéRALp (Guéguen et al., 2007b), qui permet une analyse de la vulnérabilité rapide de premier niveau est présentée. L'apport des photographies aériennes 3D et d'autres sources de données de masse est également discuté pour une application à plus grande échelle. Des scénarios de dommage pour la ville de Grenoble sont proposés. Les méthodes calculées, dites « en déplacement » sont également présentées. Elles apportent le concept de « courbe de fragilité », qui donne la probabilité pour une structure ou un type de structure de dépasser un état de dommage donné. Enfin, une méthode expérimentale, fondée sur les paramètres modaux expérimentaux est proposée. Elle permet de calculer la première courbe de fragilité des bâtiments et des types de bâtiments étudiés. Elle est appliquée à Grenoble pour deux scénarios de séismes : un scénario compatible avec les règles parasismiques actuelles et un scénario réaliste simulé par Fonctions de Green Empiriques (Causse et al., 2007) et qui inclut en particulier les effets de site grenoblois. Les taux de dommages sont calculés pour les différentes zones de bâti homogène de la ville de Grenoble et comparés aux résultats des méthodes empiriques.



# Chapitre 1

## Vibrations ambiantes des structures de génie civil et analyse modale

### 1.1 Historique

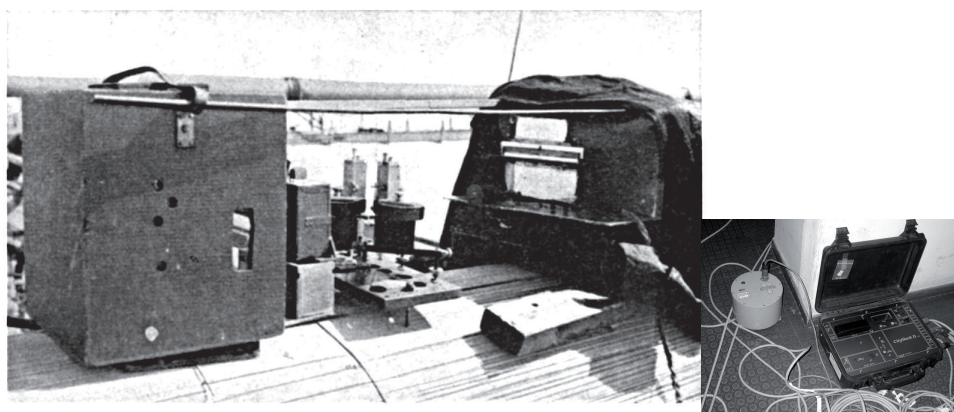
#### 1.1.1 Vibrations ambiantes et forcées

On doit les premiers enregistrements de vibrations de structures de génie civil au célèbre sismologue japonais Fusakichi Omori au début du XX<sup>e</sup> siècle. Il enregistre des séismes dans des structures en maçonnerie entre 1900 et 1908, ainsi que les vibrations de tours et de cheminées de 1902 à 1921. Son objectif est alors de trouver les formes à donner aux structures pour résister aux séismes. Les publications concernant ses travaux constitueraient un ouvrage de 700 pages (Davison, 1924). Il a particulièrement étudié le Marunouchi Building de Tokyo pour lequel il a réalisé des mesures de vibrations ambiantes pendant la construction, après le séisme du 26 avril 1922 et pendant les travaux de réhabilitation (Omori, 1922). Dès lors, d'autres auteurs reprennent ce thème, au Japon comme Ishimoto et Takahasi (1929) (qui publient en français!), puis aux Etats-Unis (Byerly et al., 1931). Les travaux publiés dans le *Bulletin of the Earthquake Research Institute (ERI)* de Tokyo, créé en 1926, et le *Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA)*, créé en 1911, ont à l'époque une portée mondiale encore réelle aujourd'hui. Compte tenu de la faible probabilité d'enregistrer un séisme, les sismologues et les ingénieurs enregistrent donc des vibrations ambiantes. Ces premiers enregistrements correspondent également à la multiplication des structures de grande hauteur dans les villes (*l'Empire State Building*, 381 m de haut, a été construit en 1931) et à la nécessité de comprendre leur dynamique.

Les premiers travaux d'ampleur sur l'analyse des vibrations des structures de génie civil ont été réalisés dans le cadre du programme de vibrations de *l'US Coast and Geodetic Survey*, qui a fait suite au séisme de Long Beach de 1933, coordonné par Dean Carder en 1934-35 (Carder, 1936a,b). Les travaux de Carder se rapportent à des enregistrements de vibrations ambiantes dans 336 bâtiments californiens (et 7 dans le Montana) en 50 mois, c'est-à-dire une opération



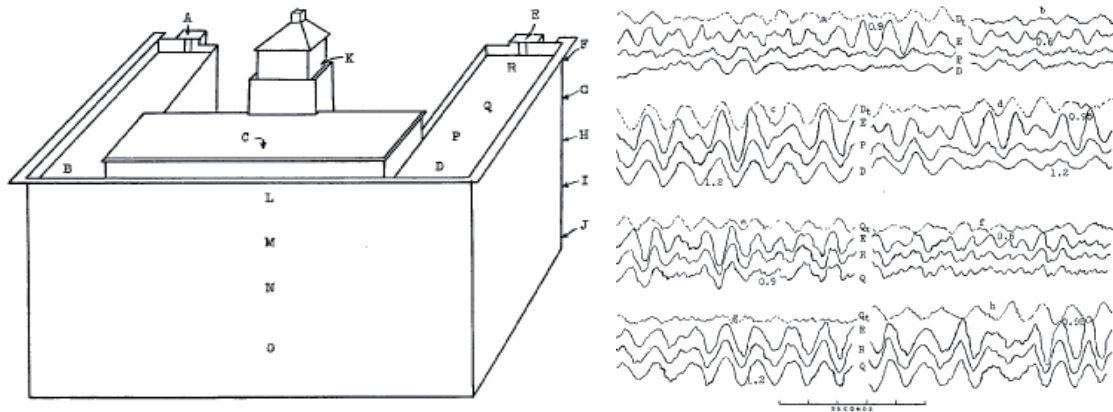
titanesque quand on imagine les moyens d'enregistrement de l'époque (fig. 1.1). Carder teste des configurations complexes : il réalise des mesures pendant la construction pour voir l'évolution de la fréquence et des enregistrements simultanés à plusieurs étages pour déterminer la déformée modale (fig. 1.2). Il étudie l'interaction entre des bâtiments mitoyens et entre les ailes d'un même bâtiment, il discute le problème de la torsion et observe une augmentation de période après endommagement par un séisme... le tout sans une seule transformée de Fourier ! En effet toutes les périodes de vibrations sont déterminées directement sur les sismogrammes. Ces enregistrements vont servir de base aux formules empiriques donnant la période de vibration des structures en fonction de leurs dimensions que l'on trouve dans les codes parasismiques, notamment aux Etats-Unis (Housner et Brady, 1963). Il s'intéresse également à cette époque aux châteaux d'eau en acier (Carder, 1936c) et aux ponts de San Fransisco (Carder, 1937) pour estimer les risques de mise en résonance et donc de ruine par des tremblements de terre. Dans le même cadre, Blume (1935) imagine une machine rotative permettant de forcer les vibrations des structures. En effet, mettre les structures en vibrations forcées permet d'obtenir un signal contrôlable et plus facile à enregistrer mais aussi de se rapprocher des amplitudes atteintes lors des mouvements forts, même si la sollicitation a lieu par le haut et non par le bas.



**Figure 1.1 :** Station utilisée par Carder (1937) (à gauche) dérivée du sismomètre Wood-Anderson et station Cityshark II (Châtelain et al., 2000) utilisée dans cette étude avec un capteur sismologique Lennartz 5s. Recorder used by Carder (1937) (left) based on the Wood-Anderson seismometer and Cityshark II digitizer (Châtelain et al., 2000) with a Lennartz 5s seismological sensor used in this study.

De 1938 à 1964, au Japon, K. Kanai écrit de nombreux articles sur les vibrations dans les structures, en particulier sur les enregistrements *in situ* de vibrations forcées (Kanai et al., 1949; Kanai et Tanaka, 1951; Kanai et Yoshizawa, 1952, 1961). Hisada et Nakagawa (1956) utilisent également les vibrations forcées jusqu'à la ruine des bâtiments.

Aux Etats-Unis, après les travaux précurseurs de Carder, il faut attendre les années 1950 à l'Earthquake Engineering Research Laboratory (EERL) du California Institute of Technology (CalTech) de Pasadena pour trouver des publications sur le sujet. D. Hudson, G. Housner et leurs étudiants réalisent des enregistrements ponctuels dans des bâtiments excités par des explosions (Hudson et al., 1952), des machines rotatives (Alford et Housner, 1953; Hudson et Housner, 1954; Hudson, 1961, 1962) ou encore par l'opérateur lui-même (Hudson et al.,



**Figure 1.2 :** *Enregistrements de vibrations ambiantes dans le Southern Pacific Building de San Francisco et détermination des fréquences de résonance. D'après Carder (1936a). Ambient vibration recordings in the Southern Pacific Building in San Francisco and estimation of the resonance frequencies. From Carder (1936a).*

1964). Blume (1969, 1972) s'intéresse, quant à lui, aux enregistrements d'essais nucléaires dans des structures de Las Vegas. L'EERL étudie également d'autres types de structures, comme les châteaux d'eau et les barrages en terre (Keightley et al., 1961; Keightley, 1963, 1964). Les mesures des années 1930 dans les bâtiments restent une référence et c'est avec celles-ci que sont discutées les formules des codes parasismiques (Kanai et Yoshizawa, 1961; Arias et Husid, 1962; Housner et Brady, 1963). Housner affirme que la fréquence propre mesurée est le paramètre le plus informatif (*"the single most informative fact"*) à propos de la structure interne des bâtiments. Les déformées modales sont également d'une importance capitale car elles déterminent la répartition des efforts dans la structure (Housner et Brady, 1963). Les résultats obtenus par les chercheurs japonais et américains sont comparés grâce aux conférences mondiales de génie parasismique (WCEE) dont la première a lieu en 1956 à Berkeley (Californie) et la seconde en 1960 à Tokyo (Japon).

L'instrumentation se développe peu car les amplitudes des vibrations dans les structures sont importantes (vibrations forcées) donc la précision des capteurs n'est pas fondamentale. Crawford et Ward (1964) de la Division of Building Research d'Ottawa (Canada) réaffirment l'intérêt des vibrations ambiantes (essentiellement le vent) et utilisent des vélocimètres, plus sensibles. Ils réalisent des enregistrements simultanés avec une référence pour assembler les jeux de données. Ces auteurs utilisent les densités spectrales de puissance du signal car elles représentent son énergie et ils s'intéressent à l'amortissement calculé par différentes méthodes (Ward et Crawford, 1966). Ils l'estiment entre 1 et 3% pour les bâtiments. Ils insistent sur l'intérêt des mesures pour valider la modélisation, souvent fondée sur des hypothèses trop réductrices. Ils montrent aussi que les formules empiriques des codes parasismiques donnant la fréquence en fonction des dimensions doivent être utilisées avec précautions compte tenu des fréquences mesurées. Les déformées modales permettent, selon eux, de déterminer la répartition des rigidités et donc de la sollicitation en cas de séisme. Pourtant, l'essentiel des travaux de l'EERL porte, à partir des années 1970, sur les vibrations forcées et les algorithmes d'identification sous sollicitation connue (Jennings et al., 1971; Foutch, 1976; Udwadia et Marmarelis, 1976; Hudson, 1977) (cf. § 1.1.2). Parallèlement à ces activités, M. Trifunac et ses collaborateurs s'intéressent eux aussi aux

vibrations ambiantes à partir des années 1970 (Trifunac, 1970a,b, 1972; Udwadia et Trifunac, 1974). Ils assurent que les résultats sous vibrations ambiantes sont aussi pertinents et les mesures beaucoup plus rapides à effectuer que les tests sous vibrations forcées (Trifunac, 1972). Après cet article très positif sur les perspectives de cette technique, ils insistent (Udwadia et Trifunac, 1974) sur la non-linéarité du comportement dynamique sous séisme, en particulier au niveau de l'interaction sol-structure. Ce groupe va donc ensuite se consacrer à l'étude de l'interaction sol-structure jusque dans les années 2000 et les données post-sismiques sous vibrations ambiantes du tremblement de terre de Northridge (1994) (Ivanovic et al., 2000a,b; Trifunac et al., 2001a,b). L'objectif est alors de localiser (sans succès) l'endommagement provoqué par le séisme grâce à des enregistrements en de nombreux points d'une structure et de déterminer les modifications de fréquences de résonance sous séisme.

En Europe, l'institut de génie parasismique et de sismologie appliquée (IZIIS) de Skopje (Macédoine) fait figure de précurseur en démarrant en 1963 un programme d'enregistrement de vibrations ambiantes dans les bâtiments suite au séisme de Skopje (26/07/1963) (Krstevska et Taskov, 2005). L'objectif de ces enregistrements est de vérifier les calculs de dimensionnement des structures, pour éviter que les destructions de 1963 ne se reproduisent.

En France, hormis quelques études dans le domaine du génie civil (Paquet, 1976), il faut attendre la fin des années 90 pour que des équipes de recherche se consacrent à ces méthodes et à leur intérêt pour l'analyse de la vulnérabilité des structures aux séismes. Les équipes de C. Boutin à l'Ecole Nationale des Travaux Public de l'Etat (ENTPE) de Vaulx-en-Velin et de P.-Y. Bard du Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique de Grenoble (LGIT-LCPC) se penchent sur l'intérêt que présentent les mesures *in situ* pour le génie parasismique (Farsi, 1996; Farsi et Bard, 2004; Boutin et al., 2000, 2005; Hans et al., 2005). Ces deux équipes ont remarqué l'intérêt des paramètres dynamiques enregistrés *in situ* pour la détermination de la vulnérabilité des structures aux séismes via des modèles mécaniques assez simples. Ils proposent également d'utiliser ces paramètres enregistrés *in situ* pour l'estimation de l'endommagement suite à un séisme (Dunand et al., 2004; Dunand, 2005). Les moyens d'enregistrement géophysiques dont disposent ces deux laboratoires leur permettent d'effectuer d'importantes campagnes de mesures dans différentes structures.

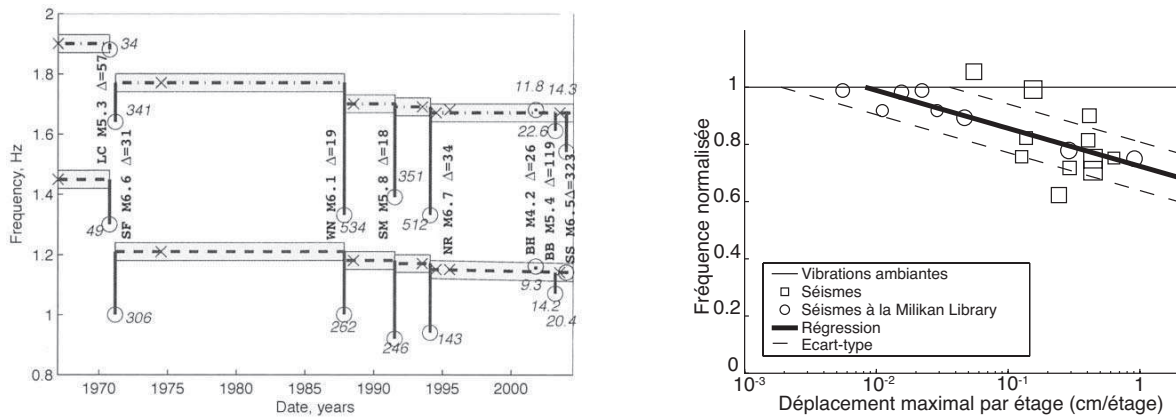
A partir des années 1970, les enregistrements en structure se démocratisent peu à peu, que se soit sous vibrations forcées ou vibrations ambiantes, moins coûteuses mais mal reconnues. A la même époque, les premiers enregistrements de mouvements forts en structures vont permettre de mieux comprendre le comportement des bâtiments et de mieux définir l'intérêt des vibrations ambiantes (cf. § 1.1.2). C'est dans le domaine du génie civil (cf. § 1.1.3) que la plupart des avancées sont réalisées.

### 1.1.2 Comparaison avec les vibrations sous séisme

On reproche dès le début aux vibrations ambiantes de représenter la dynamique des structures sous trop faibles déformations pour être comparées à des mouvements forts. De leur côté, les tests sous vibrations forcées sollicitent la structure par le haut, ce qui n'est pas non plus représentatif d'un séisme, mais tout au plus d'un vent violent. Il apparaît alors nécessaire d'enregistrer des mouvements forts en structures pour valider, ou non, les autres approches des

ingénieurs (modélisation, enregistrements sous vibrations ambiantes et forcées). Au Japon, Tanaka et al. (1969) comparent des enregistrements sous séismes et sous vibrations ambiantes. En 1972, la Californie lance le California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP) dont le but est d'obtenir des enregistrements accélérométriques de séismes, notamment dans les structures. Ainsi, 170 stations ont été placées dans des bâtiments, 20 dans des barrages et 60 sur des ponts. Hormis Afra (1991), qui a étudié les enregistrements d'un maximum de bâtiments disponibles et a permis une des premières synthèses sur la question (Bard et al., 1992), la plupart des études se sont alors concentrées sur certains bâtiments particulièrement bien instrumentés et soumis à de nombreux séismes comme la Robert Millikan Library du campus de Caltech (Jennings et Kuroiwa, 1968; Jennings, 1970; Trifunac, 1972; Iemura et Jennings, 1973; Udawadia et Trifunac, 1974; Foutch et al., 1975; Foutch, 1976; Udawadia et Marmarelis, 1976; Luco et al., 1987; Bradford et al., 2004; Dunand, 2005; Clinton et al., 2006; Snieder et Safak, 2006) (fig. 1.3). Les variations de ses fréquences propres vont notamment permettre de nombreux développements concernant l'interaction sol-structure. Clinton et al. (2006) ont, en particulier, montré les variations de fréquence au cours des 40 années d'enregistrements, d'abord ponctuels puis continus dans la structure. Ils associent ces variations aux dommages irréversibles dus aux séismes que la structure a subis mais aussi aux variations de température, aux tempêtes et aux fortes pluies. Celebi et Safak se sont intéressés, dès la fin des années 1980, aux enregistrements de séismes dans les structures instrumentées comme le *Transamerica Building* ou le *Pacific Park Plaza Building* à San Francisco et aux comparaisons avec les enregistrements sous vibrations ambiantes pré, post-sismique et après réhabilitation (Celebi et Safak, 1991; Safak et Celebi, 1991; Celebi et al., 1993; Celebi, 1996, 1998). Au Japon, Satake (1996) a également comparé fréquences et amortissements sous vibrations ambiantes et sous séisme de 31 bâtiments en acier. Au Mexique, Meli et al. (1998) ont instrumenté un bâtiment de 14 étages et étudié l'importance de l'interaction sol-structure sous séisme. La loi californienne oblige l'instrumentation des nouveaux gratte-ciels, Taïwan a également instrumenté de nombreux bâtiments. On peut aussi noter l'instrumentation de structures en Roumanie (Aldea et al., 2007). Actuellement, le UCLA Factor Building est le bâtiment le mieux instrumenté du monde avec ses 72 composantes enregistrant en continu les vibrations de ce bâtiment de 17 étages avec ossature en acier (Kohler et al., 2005, 2007). L'hôtel de ville de Grenoble, instrumenté par le réseau accélérométrique permanent (cf. partie 3.3), possède lui-même 18 composantes d'enregistrement permanent. L'intérêt de ces structures très instrumentées est manifeste pour comprendre le comportement sous séisme et valider les modèles mais il faut prendre garde aux raisonnements inductifs qui peuvent élever un détail au rang d'aspect fondamental, tant chaque structure est unique. Il semble que les données obtenues ces 30 dernières années aient été sous-exploitées. En effet, les études publiées regroupent généralement quelques bâtiments et rares sont celles qui tentent de synthétiser les connaissances à l'échelle du type de bâtiment (Satake, 1996; Dunand et al., 2006).

Toutes les études comparant enregistrements sous vibrations ambiantes ou forcées et séismes montrent une diminution **transitoire** de la fréquence de résonance sous mouvement fort (fig. 1.3) (McVerry et Beck, 1983; Bard et al., 1992; Ulm et al., 1993; Celebi, 1996; Satake, 1996; Meli et al., 1998; Irie et Nakamura, 2000; Mucciarelli et al., 2004; Dunand et al., 2006). Pour un oscillateur à un degré de liberté, la fréquence s'écrit :  $f = \sqrt{K/M}$  avec  $K$  la rigidité et  $M$  la masse (fig. 1.4). La diminution de la fréquence correspond à une baisse de la rigidité, la masse restant constante. Cette baisse ne peut être imputée à la mise en fonctionnement sous faible sollicitation d'éléments non structuraux qui ne participeraient pas sous forte sollicitation. En

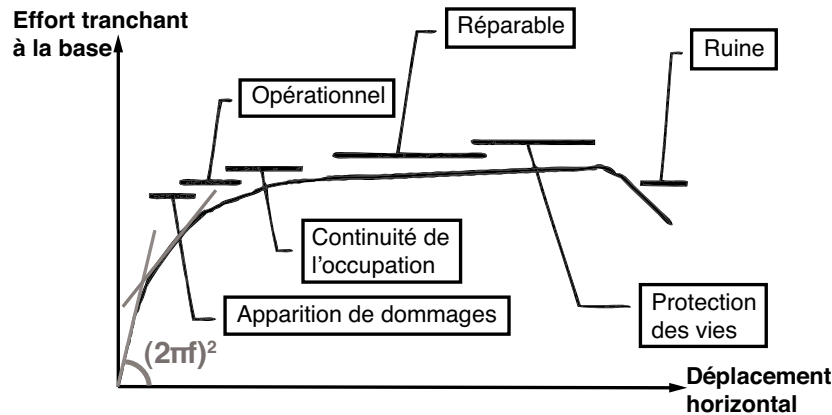


**Figure 1.3 :** A gauche : Synthèse de près de 40 ans d'enregistrements dans la Millikan Library (Californie). Evolution de la fréquence de résonance N-S (points et tirets) et E-W (tirets) depuis 1968 obtenue sous vibrations forcées (croix) et fréquences transitoires obtenues sous séismes (cercles) avec leur accélération maximale en  $\text{cm/s}^2$ . D'après Clinton et al. (2006). A droite : Baisse transitoire de fréquences de résonance de bâtiments en béton armé dont la Millikan Library selon la déformation inter-étage. D'après Dunand (2005). Left : 40-years recordings in the Millikan Library (California). Variations of the N-S (dashed-dotted lines) and E-W (dashed lines) resonance frequencies since 1968 from forced vibration testing (crosses) and transient frequencies under earthquakes (circles) with their peak acceleration ( $\text{cm/s}^2$ ). From Clinton et al. (2006). Right : Transient drop of resonance frequency of a set of reinforced concrete buildings including Millikan Library with respect to the inter-story drift. From Dunand (2005).

effet, soit ces éléments ne sont pas liés de manière rigide à la structure, auquel cas ils ne participent pas à son comportement dynamique (ex : cloisons légères, portes, fenêtres...), quelle que soit l'amplitude, soit ils sont liés de manière rigide et donc participent au fonctionnement dynamique (ex : remplissages en maçonnerie) et vont jusqu'à s'endommager, c'est-à-dire dissiper de l'énergie (Hans, 2002; Dunand, 2005). La baisse de fréquence sous forte sollicitation est plutôt due à la mise en fonctionnement élastique de fissures préexistantes dans le béton à mesure que la sollicitation augmente, aux assemblages et à l'interaction sol-structure (Dunand, 2005). La diminution de la fréquence d'une structure a une allure logarithmique vis à vis du mouvement de la structure (Satake, 1996; Irie et Nakamura, 2000; Hans et al., 2005; Dunand et al., 2006). Les pentes des régressions donnant cette diminution varient selon les structures étudiées, mais des baisses transitoires maximales de l'ordre de 20% sans endommagement structural semblent être acceptées (Dunand et al., 2006). Certains auteurs constatent une augmentation de l'amortissement avec l'augmentation de la sollicitation (Safak et Celebi, 1991; Satake, 1996) mais il semble que ce paramètre soit beaucoup plus complexe à étudier (Dunand, 2005) et aucune généralité n'a pour l'instant été dégagée.

Pour certains enregistrements, outre la baisse transitoire de la fréquence, une baisse **permanente** a été constatée (fig. 1.3). Elle est imputée à une baisse de rigidité de la structure (la masse n'ayant pas varié) donc à un endommagement alors que cet endommagement n'a parfois pas été constaté visuellement (Celebi, 1996; Clinton et al., 2006). L'interaction sol-structure joue un rôle important dans la baisse de fréquence du système global : lorsque la sollicitation augmente, le module de cisaillement  $G$  du sol diminue ce qui peut entraîner une baisse de la fréquence de résonance du système. Outre cette baisse de rigidité du sol, il a été montré

que certains éléments non-structuraux participaient également à la rigidité de l'ensemble de la structure, modifiant ainsi sa fréquence en cas de dommages (Hans, 2002). Cette baisse de fréquence peut donc être utilisée quantitativement pour déterminer si un bâtiment peut être réhabilité ou doit être détruit après un séisme (Dunand et al., 2004; Dunand, 2005).



**Figure 1.4 :** Courbe Force-Déplacement d'un bâtiment sous sollicitation et plages de dommages. La pente de cette courbe donne la rigidité  $K$  et est donc proportionnelle au carré de la fréquence. D'après Nazé et al. (2006). Force-Displacement curve for a loaded building and corresponding damage grades. The slope of this curve gives the shear stiffness  $K$ , and is then proportional to the square of frequency. From Nazé et al. (2006).

Les enregistrements sous séismes sont également une occasion unique pour le génie parasismique de calibrer des modèles numériques. Ventura et al. (2003a) proposent ainsi d'utiliser les paramètres modaux obtenus grâce à l'enregistrement de séismes dans des structures de Los Angeles pour calibrer la partie élastique d'un modèle 3D éléments finis et ainsi réaliser une étude dans le domaine non-linéaire. Ce travail a également été réalisé sur un bâtiment japonais disposant d'un isolateur parasismique (Ventura et al., 2003b). Pan et al. (2004) utilisent aussi des modèles éléments finis pour déterminer la réponse sismique de gratte-ciels de Hong Kong et comparent avec des séismes réels. En France, Volant et al. (2002) ont calibré le modèle numérique du bâtiment d'un site nucléaire. Ma (2004) et Mazars ont calculé la plastification de l'hôtel de ville de Grenoble soumis à un scénario de séisme après avoir calibré la partie élastique de leur modèle sur les fréquences obtenues sous vibrations ambiantes.

De nombreuses autres structures d'importance sont instrumentées de par le monde (ponts, barrages, centrale nucléaires) pour déterminer les efforts subis pendant un séisme et décider de l'arrêt de leur utilisation ou pour étudier l'évolution de la structure au cours du temps (*Health Monitoring*). Au départ destinés à la communauté du génie parasismique, les enregistrements *in situ* intéressent de plus en plus la communauté du génie civil à laquelle ils permettent de suivre le vieillissement et l'endommagement d'une structure.



### 1.1.3 Utilisation en génie civil

L'enregistrement et le traitement des vibrations dans les structures sont donc à l'origine l'affaire du génie parasismique, le but étant de comprendre la résonance des bâtiments sous séisme. Mais le génie civil va y trouver son intérêt pour la calibration des modèles et le suivi des structures (vieillessement, endommagement).

L'étude du comportement dynamique des structures mécaniques comme celles de génie civil est un problème complexe. Les modèles, fondés sur l'utilisation des descriptions de la géométrie et de la qualité des matériaux constitutifs, sont forcément réducteurs compte tenu du nombre limité d'informations et de la taille limitée des calculs réalisables. La décomposition d'une structure complexe en modes, c'est-à-dire une projection sur la base modale tronquée, permet de simplifier considérablement les modélisations sans réduire la qualité du modèle utilisé. Par ailleurs, l'utilisation des résultats d'un test effectué sur une structure permet de modifier les caractéristiques du modèle trouvé *a priori* : on parle alors de recalage ou d'identification (Balmès, 1997). C'est pourquoi les techniques d'analyse modale expérimentale se sont considérablement développées, initialement dans le domaine du génie électrique puis dans celui du génie mécanique, parallèlement aux moyens de modélisation. Ces méthodes s'appliquent rapidement aux structures de génie civil qui sont complexes et pour lesquelles des essais mécaniques destructifs ne peuvent être menés. Par ailleurs, les structures existantes sont confrontées à d'autres problèmes comme la méconnaissance des dispositions constructives et des propriétés des matériaux d'origine, à leur vieillissement et à leur endommagement dû à des sollicitations importantes... En 1982 a lieu à Orlando (Floride) la première conférence internationale d'analyse modale (IMAC) qui permet à cette communauté transversale d'échanger ses techniques. Initialement, les techniques d'identification développées supposaient la préexistence d'un modèle de comportement dynamique dont les paramètres évoluaient itérativement jusqu'à représenter au mieux les enregistrements, soit en temps, soit en fréquence (méthodes paramétriques). Ces méthodes sont peu souples d'utilisation car le modèle utilisé est différent pour chaque structure. Elles intéressent donc de moins en moins les utilisateurs de l'analyse modale qui préfèrent seulement déterminer les paramètres modaux (fréquences, amortissements, déformées modales et éventuellement coefficients de participation). Ces paramètres peuvent ensuite être utilisés dans des modèles complexes (ex : éléments finis 3D non linéaires) et un suivi de leurs variations peut être réalisé.

A l'Université d'Aalborg (Danemark), Brincker et ses collaborateurs ont développé des algorithmes d'analyse modale opérationnelle, c'est-à-dire sous vibrations ambiantes, non paramétriques, pouvant être utilisés à la fois dans les domaines du génie mécanique et du génie civil. Ainsi, ils ont mis sur le marché un logiciel, ARTeMIS, implémentant différentes techniques comme la Frequency Domain Decomposition et la Stochastic Subspace Identification (Brincker et al., 2001c; Zhang et al., 2001; Brincker et al., 2001b, 2003). Ce type de logiciel commercial a permis un développement rapide de l'analyse modale dans le domaine du génie civil. Les cas d'étude, aussi bien dans le domaine de la recherche que dans celui des entreprises, se sont multipliés ces dernières années.

Les résultats d'analyse modale sont souvent comparés aux résultats de modèles éléments finis pour déterminer la pertinence de ces derniers et éventuellement modifier la valeur de quelques

paramètres d'entrée pour obtenir des fréquences compatibles. La Faculty of Engineering de l'Université de Porto (FEUP, Portugal) a ainsi calibré avec succès des modèles éléments finis de nombreux ponts sur des mesures de vibrations forcées ou ambiantes (Cunha et Caetano, 2005). En Suisse, l'EMPA s'est doté de machines lui permettant des analyses sous vibrations forcées et ambiantes de nombreuses structures de grande taille (ponts, barrages...) qui sont corrélées à des modèles éléments finis (Cantieni, 2004; Cunha et Caetano, 2005). Toujours en Suisse, Darbre et Proulx ont réalisé des études sous vibrations ambiantes sur des barrages en béton armé, étudiant la variation des fréquences propres et des amortissements en fonction du remplissage du barrage (Darbre et al., 2000; Darbre et Proulx, 2002). L'enregistrement du séisme de Vallorcine, en 2005, sur le barrage d'Emosson, à quelques kilomètres de l'épicentre, leur a également permis de valider des modèles numériques et de confirmer que le barrage est resté dans son domaine de fonctionnement élastique malgré les fortes accélérations enregistrées ( $7 \text{ m/s}^2$ ) (Proulx et Darbre, 2006). En Italie, des études semblables ont été menées au Politecnico di Milano sur des structures historiques (ponts, églises...) (Gentile et Martinez Y Cabrera, 1997, 2004; Gentile, 2005). Des logiciels commerciaux, issus de travaux de recherche récents, permettent aujourd'hui de coupler les résultats de l'analyse modale à des modèles élément finis (*FEM updating*) en automatisant le calibrage des paramètres physiques souhaités (modules d'Young...) par résolution du problème inverse (Teughels, 2003).

Il a été démontré que l'endommagement d'une structure, par un séisme par exemple, a des effets directs sur les paramètres modaux (baisse de fréquence, modification des déformées). Ils peuvent donc être utilisés comme des paramètres quantitatifs pour caractériser l'endommagement. Le suivi dans le temps des paramètres modaux (*Structural Health Monitoring*) permet alors de quantifier l'état de vieillissement et d'endommagement de la structure et de décider de son remplacement suite à un séisme ou un vent violent par exemple. Les tentatives brutales de localisation d'endommagement par réseau dense de capteurs sur la base des paramètres modaux ont, en revanche, toujours échoué, comme cette tentative de Ivanovic et al. (2000a) dans un bâtiment endommagé par le séisme de Northridge en 1994. En effet, les déformées affectées par un endommagement local sont celles des modes supérieurs, généralement peu excités et donc mal déterminés, que ce soit sous bruit de fond ou sous vibrations forcées. Ce champ d'application requiert des méthodes plus fines d'analyse modale pour lesquelles les techniques d'identification paramétrique jouent un rôle prépondérant (Beck, 1991; Chen et al., 1995; Ching et Beck, 2003). L'étude de la propagation des ondes dans les bâtiments est aussi une voie explorée pour détecter des défauts (Todorovska et Trifunac, 1990; Todorovska et al., 2001a,b; Todorovska et Trifunac, 2007). La thématique de la détection d'endommagement dans les structures peut également être vue comme le problème de calibrage automatique des modèles éléments finis car la détermination d'éléments avec des paramètres physiques (module d'Young...) plus faibles que supposés initialement, revient à localiser l'endommagement (DeRoeck et al., 2005). Le paramètre pertinent est alors la courbure qui est la dérivée seconde en espace de la déformée modale et qui souffre donc d'incertitudes importantes, à moins d'être elle-même mesurée par des jauges de déformation (Maeck et al., 2001; DeRoeck et al., 2005).

La plupart des études de détection d'endommagement portent sur les ponts et de grands programmes nationaux de suivi ont été lancés dans de nombreux pays. En France, Crémone a réalisé une revue exhaustive des méthodes de détection d'endommagement pour les ponts utilisant les enregistrements de leurs vibrations (ambiantes ou forcées) (Crémone, 2003; Alvandi et Crémone, 2006). Le cas du pont Z24 sur une autoroute suisse, étudié dans le cadre du projet européen SIMCES piloté par l'Université de Leuven (Belgique), a permis de grandes avancées



dans les techniques de détection d'endommagement et de suivi des structures (Peeters, 2000; Maeck et al., 2001; Brincker et al., 2001a; DeRoeck et al., 2005). Ce pont a subi des endommagements successifs et ses vibrations ambiantes ont été enregistrées avec de nombreux points à chaque étape de l'endommagement. Cela a permis la validation et la comparaison de différentes méthodes de détection d'endommagement. En Italie, un logiciel, PONTILIA, regroupe toutes les informations liées au suivi de ponts dans un système d'information géographique pour la gestion au niveau d'un territoire (Benedettini et al., 2005).

L'une des difficultés majeures du suivi des structures dans le temps est la variation des fréquences avec la température ou avec la saturation du sol en eau (Peeters et al., 2001; Clinton et al., 2006; Safak et Hudnut, 2006) qui peut fausser le diagnostic d'endommagement. En France, l'équipe SISTHEM (*Statistical Inference for STructural HEalth Monitoring*) de l'INRIA de Rennes développe des algorithmes prenant ces variations en compte. Nasser (2006) propose une méthodologie fondée sur la détermination des paramètres modaux par une méthode de sous-espace puis d'utiliser le test d'hypothèse statistique pour détecter des modifications.

## 1.2 Vibrations ambiantes dans les structures et leur enregistrement

### 1.2.1 Origine et nature des vibrations ambiantes des structures

Les structures de génie civil sont excitées en permanence par :

- le sol qui est affecté par le bruit de fond sismique dans une large gamme de fréquences,
- l'atmosphère, c'est-à-dire par le vent, à basses fréquences,
- les sources internes (piétons, machines tournantes comme les ascenseurs...), avec de grandes amplitudes à des fréquences bien déterminées.

#### Nature des sollicitations

Le bruit de fond sismique est de nature complexe (Bonney-Claudet, 2004; Bonney-Claudet et al., 2006). Il a pour origine :

- les conditions océaniques et atmosphériques de grande échelle pour les fréquences inférieures à 0.5 Hz.
- les conditions météorologiques locales (le vent et la pluie) pour des fréquences autour de 1 Hz.
- les activités humaines (machines industrielles, trafic automobile, travaux...) pour des fréquences supérieures à 1 Hz.

Les bandes de fréquences de ces différentes sources peuvent varier dans l'espace et le temps. A ces sollicitations quasi-stationnaires s'ajoutent des mouvements transitoires d'origine naturelle ou anthropique comme les ruptures dans la croûte terrestre à toutes les échelles, et donc à toutes les fréquences (séismes, tremors volcaniques, cracks dans les glissements de terrain), les lâchers de barrages, les éboulements, les explosions... Les transitoires, s'ils sont d'ampli-

tude trop importante, sont généralement écartés des enregistrements car ils introduisent des fréquences et une direction préférentielles dans la sollicitation.

L'amplitude du bruit de fond varie en fonction de la proximité et de la nature des sources de bruit. Même en milieu continental, l'océan joue un rôle primordial à basse fréquence ( $< 0.5$  Hz) (Stehly et al., 2006). On trouve un pic à 0.2 Hz dans le bruit de fond macrosismique (fig. 1.5) qui peut correspondre à la houle, mais il s'agit également de la fréquence de coupure du capteur utilisé. On peut situer les sources de bruit à ces fréquences en des endroits assez restreints de la surface du globe. Dans le cas de Grenoble, des événements météorologiques comme les tempêtes en Méditerranée, viennent modifier la nature du bruit et sont clairement enregistrés (Thouvenot, communication personnelle). En ville, objet de notre étude, ce sont les activités humaines qui vont constituer le bruit de fond au dessus de 1 Hz. Elles sont très variables dans la journée (alternance jour/nuit, pauses) ainsi que dans l'année (vacances, événements) (Bonnefoy-Claudet, 2004). Elles vont être largement prépondérantes dans l'amplitude du bruit en journée. Certaines machines tournantes induisent une fréquence considérée comme parasite car elle très marquée (forte amplitude, bande de fréquence très fine car non amortie). Par exemple durant l'été 2006, une fréquence de 5.05 Hz pouvait être enregistrée à Grenoble sans que son origine n'ait été expliquée.

Les différences de pression et de température dans l'atmosphère, qui induisent du vent, excitent également les structures. La sollicitation par la pluie est plutôt verticale donc intervient peu comme sollicitation directe. Le vent possède un maximum d'énergie la plupart du temps entre 0.01 et 0.05 Hz (Bachmann, 1996) donc hors de la bande de fréquence correspondant aux structures courantes (0.5 – 15 Hz) mais garde de l'énergie jusque 1 Hz. L'amplitude de cette sollicitation est très variable mais, en dehors des épisodes de vent fort et des structures de grande hauteur, elle est significativement plus faible que l'excitation par le bruit de fond sismique. Les règles de construction des bâtiments de grande hauteur (fréquence de résonance inférieure à 1 Hz) vis-à-vis du vent sont antérieures aux règles parasismiques. Les bâtiments conçus selon ces règles résistent également bien aux séismes (ex : tours de l'Ile Verte à Grenoble). Ainsi, les tours du *World Trade Center* étaient dimensionnées pour résister à un vent de force 30 fois supérieure à la masse des avions qui les ont percuté, ce qui montre, d'ailleurs, que ce n'est pas l'impact qui a détruit les structures (Eagar et Musso, 2001).

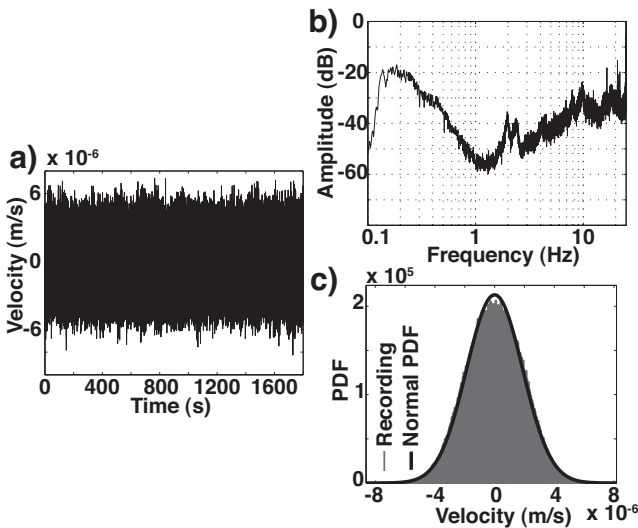
Les sources internes sont généralement considérées comme parasites car elles ne sollicitent pas la structure de façon homogène. Comme dans le bruit de fond sismique, les machines, en particulier les ascenseurs et les ventilations, sont néfastes à l'homogénéité de la sollicitation. De même, le passage de piétons à côté d'un capteur sollicite le plancher à proximité et non la structure.

## Sollicitation réelle et bruit blanc

L'hypothèse de sollicitation par un bruit blanc est la clef des méthodes de traitement utilisant le bruit ambiant. Elle présuppose la stationnarité du signal d'entrée, c'est-à-dire, d'un point de vue statistique, que la moyenne, la variance et la covariance du bruit varient peu. La moyenne des enregistrements que l'on considère est nulle en théorie, à moins d'un problème

de numérisation qui doit alors être traité (filtrage, retrait de la moyenne, de la tendance). La stationnarité en covariance est également souvent bien réalisée. Elle revient à supposer que le spectre du bruit ne varie pas, ce qui est le plus souvent le cas à l'échelle du temps de nos enregistrements. La stationnarité sur la variance, c'est-à-dire sur l'amplitude du bruit est, en revanche, moins souvent réalisée et c'est une source d'incertitude sur les résultats (cf. § 1.3.7). L'hypothèse de bruit blanc présuppose également que le processus est ergodique, c'est-à-dire que les caractéristiques statistiques (moyenne et moments) déterminées en moyenne sur un ensemble d'enregistrements sont les mêmes que si elles sont déterminées en moyenne sur un enregistrement. Cette hypothèse permet de réaliser des moyennes par fenêtre de temps sur un seul enregistrement pour accéder aux propriétés du processus échantillonné. Supposer que la sollicitation est un bruit blanc signifie, d'un point de vue traitement du signal, que le signal d'entrée possède une densité spectrale de puissance (DSP) constante (spectre plat), ce qui revient, d'un point de vue statistique, à une covariance nulle. Un tel signal n'existe pas dans la réalité car il serait d'une énergie (aire du spectre) infinie. Un signal n'est donc un bruit blanc que sur une bande de fréquence finie. La bande de fréquence intéressante pour les bâtiments étudiés est  $0.5 - 20$  Hz. Dans les structures, les sollicitations sont multiples (vent, bruit de fond sismique, sources internes), chacune doit donc être un bruit blanc. Comme on l'a vu, ce n'est jamais le cas pour les sollicitations internes, la sollicitation par le vent est restreinte aux fréquences inférieures à 1 Hz et l'on considère le bruit de fond sismique dans la bande  $0.5 - 20$  Hz comme un bruit blanc.

La figure 1.5 montre un enregistrement de bruit de fond sismique de bonne qualité : il est presque parfaitement stationnaire en temps. Sa distribution statistique n'est pas tout à fait une loi normale : son pic est aplati, c'est à dire que son moment centré d'ordre 4 (kurtosis) est négatif. Sa densité spectrale de puissance est loin d'être plate et l'on voit donc bien les limites de l'hypothèse de bruit blanc dans la réalité.

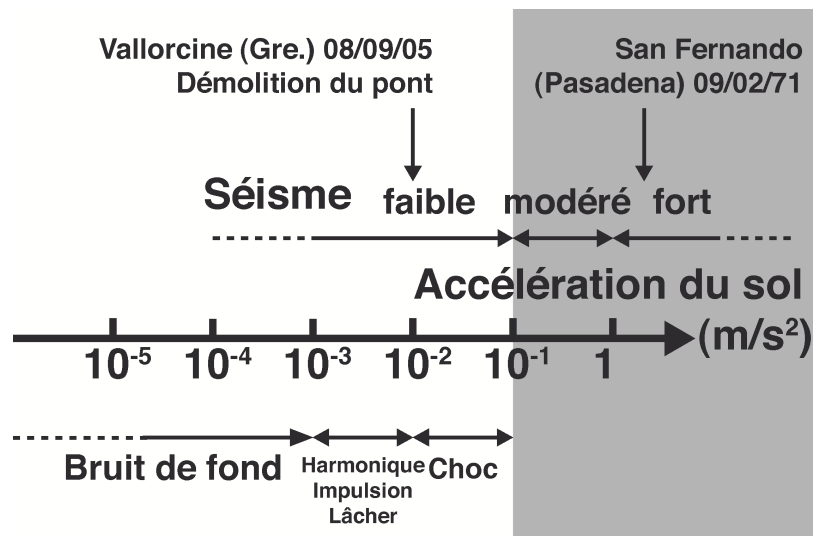


**Figure 1.5 :** *Enregistrement au sous-sol d'un bâtiment en champ libre : a) enregistrement en temps ; b) densité spectrale de puissance ; c) distribution statistiques des vitesses.* Ambient vibration recording at the basement of a free field structure : a) time history ; b) signal processing viewpoint (power spectral density) ; c) statistics viewpoint (velocity distribution).

### Amplitude des vibrations ambiantes

L'amplitude des sollicitations par bruit de fond sismique en milieu urbain varie de  $10^{-6}$  à  $10^{-5}$  m/s (et jusqu'à  $10^{-4}$  m/s en pointe) dans nos enregistrements au rez-de-chaussée des

structures, soit en accélération de l'ordre de  $10^{-5}$  à  $10^{-4}$  m/s<sup>2</sup>. Les enregistrements au toit sont bien sûr beaucoup plus variables et atteignent  $10^{-4}$  m/s, c'est-à-dire en accélération de l'ordre de  $10^{-3}$  m/s<sup>2</sup>, pour les directions horizontales dans le cas de l'hôtel de ville de Grenoble par exemple. Entre le bruit de fond et un séisme provoquant des dommages, il existe 6 ordres de grandeurs à explorer (fig. 1.6). La figure 1.7 montre un enregistrement de 15 min au sommet et au rez-de-chaussée de l'hôtel de ville de Grenoble. On constate nettement l'amplification du bâtiment aussi bien en temps qu'en fréquence. On constate également que la fréquence propre du bâtiment est également enregistrée au rez-de-chaussée. Cela signifie que le bâtiment ne repose pas sur une base parfaitement fixe mais qu'il interagit avec son sol de fondation (interaction sol-structure) (Guéguen, 2000).

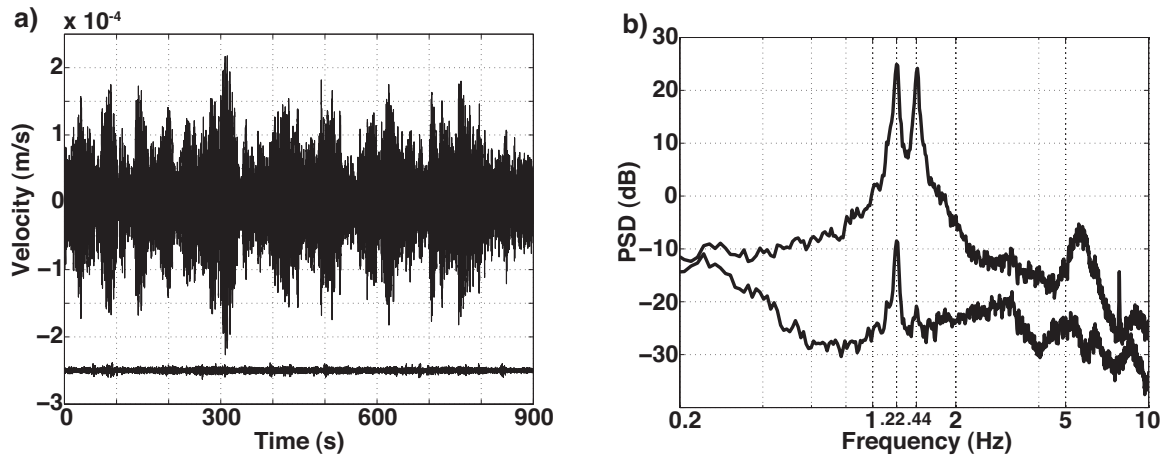


**Figure 1.6 :** Ordres de grandeur de l'amplitude des vibrations du sol (accélération), avec des sources naturelles et des techniques de sollicitation des bâtiments. En blanc, les sollicitations permettent généralement aux bâtiments de rester dans le domaine élastique, en gris les bâtiments peuvent être endommagés. Amplitude range for ground motion acceleration for natural sources and forced vibration techniques in buildings. In the white domain the buildings stay generally in their elastic domain whereas in the grey domain, they can be damaged.

En conclusion, les structures de génie civil sont sollicitées en permanence par le bruit de fond sismique, qui a une amplitude de  $10^{-6}$  à  $10^{-5}$  m/s. Ces vibrations ambiantes ont été utilisées dès les débuts de la sismologie pour évaluer le comportement dynamique des bâtiments et en particulier leurs fréquences de résonance.

### 1.2.2 Enregistrement de vibrations ambiantes dans les structures

Les logiciels commerciaux d'analyse modale et la démocratisation du matériel d'enregistrement, grâce au passage de l'analogique au numérique, permettent aujourd'hui à un nombre croissant d'entreprises et de laboratoires d'étudier les paramètres modaux des structures de génie civil. Cependant, le matériel employé peut s'avérer mal adapté à l'enregistrement des vibrations ambiantes. Nous précisons dans cette partie quels choix techniques ont été réalisés au LGIT.



**Figure 1.7 :** a) Enregistrements en temps et b) spectre (Densité Spectrale de Puissance, DSP) en dB au sommet et au rez-de-chaussée de l'hôtel de ville de Grenoble. a) Time history and b) Power Spectral Density (dB) at the top and basement of the Grenoble City Hall.

### Accélérométrie ou vélocimétrie ?

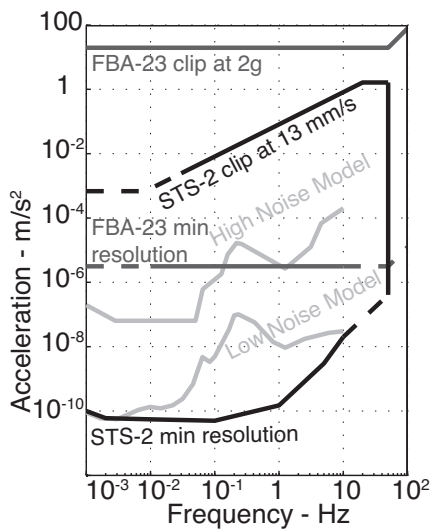
Comme on l'a vu au paragraphe précédent, l'amplitude des vibrations ambiantes des bâtiments est faible. Leur enregistrement nécessite donc une chaîne d'acquisition bas bruit dans la bande de fréquence 0.4 – 25 Hz. Pour cela, deux éléments de cette chaîne sont essentiels : le capteur et le numériseur. Le capteur convertit les vibrations (en vitesse dans notre cas ou en accélération) en un signal électrique en Volts. Ce signal est ensuite numérisé sur un nombre fini de bits entre une valeur minimale et une valeur maximale. Un bon numériseur doit donc avoir :

- un niveau de bruit électronique faible en comparaison de l'amplitude du signal électrique en provenance du capteur
- une amplitude de saturation suffisante pour les vibrations que l'on veut enregistrer, sachant que l'utilisateur peut jouer sur le gain pour utiliser au mieux l'échelle de codage
- un nombre suffisant de bits pour que la précision des faibles valeurs enregistrées soit satisfaisante.

Par ailleurs, le capteur utilisé doit lui-même avoir un faible niveau de bruit et être assez sensible pour enregistrer ces faibles amplitudes dans la bande de fréquence d'intérêt. La sismologie classique utilise des vélocimètres, très sensibles dans une bande de fréquence finie et limités en amplitude. Ils sont nécessairement relativement lourds et volumineux car c'est la masse mise en mouvement qui garantit leur sensibilité. Le génie parasismique, intéressé par les mouvements forts, utilise quant à lui des accéléromètres, bien moins sensibles mais large bande et ne saturant pas. Ils sont, en outre, assez bruités à basse fréquence mais miniaturisables. Ainsi, dans le domaine du génie civil sont souvent utilisés des petits accéléromètres piezo-électriques qui vont convenir tant que l'amplitude des vibrations sera assez importante. Pour l'enregistrement de vibrations ambiantes dans des structures, il est donc possible d'utiliser des vélocimètres de bonne qualité dans la bande de fréquence 0.4 – 25 Hz, très sensibles mais lourds et volumineux, ou des accéléromètres de très bonne qualité, moins sensibles et plus bruités mais plus petits. La figure 1.8 montre, pour le modèle de bruit élevé, que l'accéléromètre FBA-23 (Kinemetrics) n'est pas assez résolu à basse fréquence, contrairement au vélocimètre qui est très bien résolu.

Vélocimètres et accéléromètres peuvent tous deux être adaptés à l'enregistrement de vibrations ambiantes à condition qu'ils soient cohérents avec les mesures que l'on souhaite faire (accéléromètres très précis ou vélocimètres avec une réponse plate entre 0.4 et 25 Hz) et avec le reste de la chaîne d'acquisition.

Dans le cadre du projet SESAME (Atakan, 2002), une comparaison de numériseurs et de capteurs a été réalisée pour ce qui concerne l'enregistrement du bruit de fond sismique. Les résultats indiquent qu'il est déconseillé d'utiliser les accéléromètres Episensor (Kinemetrics) ou CMG5 (Guralp) et conseillé d'utiliser les vélocimètres L4C, L22 (Mark Product) ou Le3D (Lennartz) et les capteurs large bande CMG40 (Guralp). La Cityshark (Leas) fait partie des numériseurs ayant obtenus les meilleurs résultats de cette étude.



**Figure 1.8 :** *Résolution et saturation en accélération de 2 capteurs : un sismomètre STS-2 (Streckeisen), le plus sensible et le plus large bande des vélocimètres et un accéléromètre FBA-23 (Kinemetrics) comparés aux niveaux de bruit pour des sites peu et très bruités (standard USGS). D'après Clinton (2004).* Sensitivity and clipping levels of 2 sensors : a STS-2 (Streckeisen) seismometer, the most sensitive and the most broadband velocimeter and a FBA-23 (Kinemetrics) accelerometer compared to noise levels in low and high noise sites (USGS standard). From Clinton (2004).

## Matériel utilisé

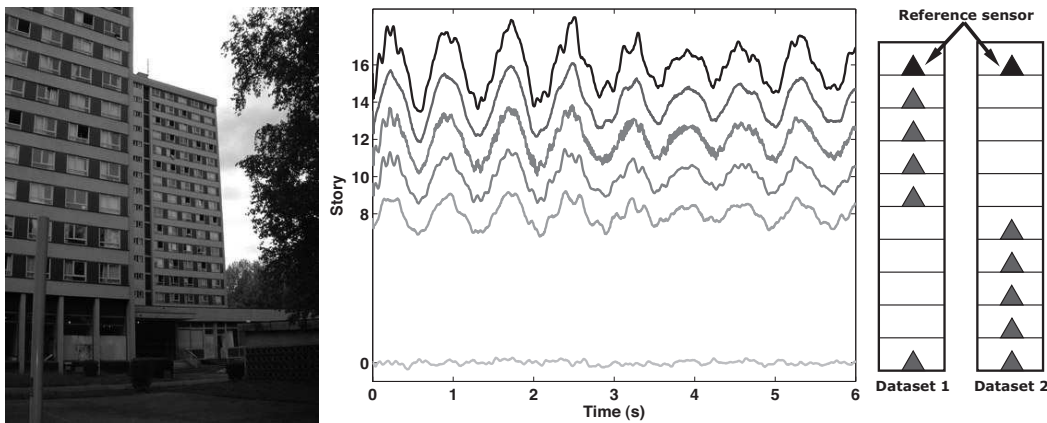
Au LGIT, l'équipe Risque Sismique dispose de numériseurs 24 bits Cityshark et Cityshark II, développés spécialement pour l'enregistrement du bruit de fond sismique et des vibrations ambiantes dans les structures (Châtelain et al., 2000). Elle est particulièrement robuste et pratique à transporter et sa qualité de numérisation est reconnue (Atakan, 2002). L'utilisation de la Cityshark II est devenue naturelle compte tenu de la possibilité d'enregistrement de 18 voies synchrones, ce qui correspond à 6 points (3 composantes) de la structure. C'est un nombre adapté à l'habitat courant en ville qui a souvent 4-5 étages.

Les capteurs étant également utilisés en sismologie plus classique, il s'agit de vélocimètres Lennartz 3D 5s avec une réponse plate entre 0.2 et 50 Hz. Leur désavantage majeur est leur poids mais la qualité des enregistrements en vaut la peine (Atakan, 2002).

## Réalisation des mesures

Le choix de la position des points de mesure dépend du temps que l'on a pour étudier la structure. Pour obtenir le mouvement de toute la structure, en particulier pour bien résoudre les modes de torsion, il faut placer 2 à 3 capteurs par plancher, c'est-à-dire par étage et non séparé par des joints de dilatation ayant un comportement supposé parasismique. Cette affirmation se limite aux bâtiments avec des planchers en béton armé qui peuvent être considérés comme rigides. En ce qui concerne les structures en maçonnerie, chaque mur a potentiellement un comportement différent. Il faut donc pouvoir installer des capteurs sur des éléments liés à chaque mur (on peut espérer que le plancher très proche du mur est bien connecté). En pratique pour l'habitat courant, l'accès à la cage d'escalier est le plus facile. Elle constitue un point dur de la structure qui donne une bonne idée du comportement d'ensemble du bâtiment. Cependant, des enregistrements dans la cage d'escalier ne permettent pas de discriminer les modes de torsion, pourtant primordiaux en terme de risque sismique.

Un capteur de référence, fixe pour tous les enregistrements, doit être choisi de manière à relier les jeux de données entre eux (fig. 1.9). En effet, les points de la déformée modale sont normalisés en ce point commun et différentes parties de déformée pourront alors être assemblées. Il sera positionné en haut car le signal  $y$  est théoriquement plus simple et de plus grande amplitude. En outre, le dernier étage, en tant que bord libre, n'est jamais un nœud de mode, c'est-à-dire un passage à 0 de la déformée modale. Un capteur situé au rez-de-chaussée en permanence permet, en théorie, de déconvoluer de la sollicitation à la base, c'est-à-dire de l'effet des fondations (mouvement en bloc, basculement si plusieurs capteurs) et de ceux du sol. On peut alors isoler la structure elle-même de son interaction avec le sol.



**Figure 1.9 :** *Exemple de stratégie d'enregistrement, le capteur de référence est maintenu au dernier étage entre le premier et le second jeu de données. Les enregistrements (au centre) ont été réalisés dans la tour ARPEJ II (à gauche) sur le campus de Grenoble par Dunand (2005). Example of recording array, the reference sensor stays at the top during the first and the second recording periods. Recordings at the centre have been made in the ARPEJ II tower (left) on the Grenoble campus by Dunand (2005).*

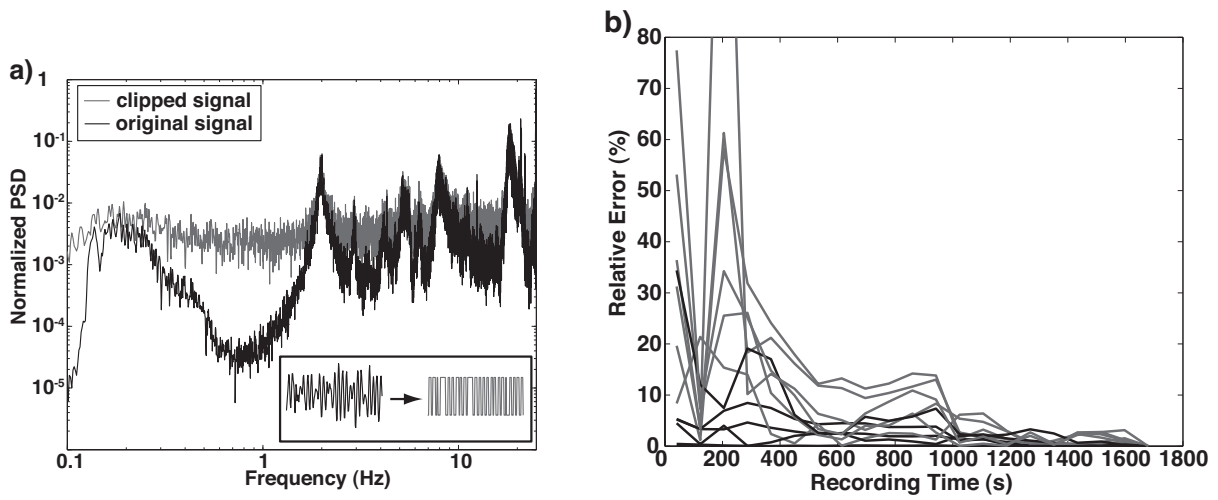
Une fois la référence installée, on dispose les autres capteurs aux points de mesures souhaités et on réalise l'enregistrement. Cette opération est reproduite autant de fois que nécessaire

en déplaçant les capteurs. Les paramètres importants à noter sont la géométrie de chaque configuration d'enregistrement et la présence d'un environnement particulier tel que la proximité d'une machine tournante ou d'un ascenseur, un mauvais couplage entre le capteur et la structure (plancher bois...), etc.

### Paramètres des enregistrements

- **Gain** : On règle le gain pour optimiser la pleine échelle de la carte 24 bits sans saturer. On se donne une limite de 2% de saturation de l'enregistrement. La saturation induit des erreurs dans l'estimation des spectres, surtout en amplitude, ce qui affecte les déformées modales (fig. 1.10). L'erreur induite en fréquence à cause des singularités dans le signal ainsi produites a un effet plus limité.
- **Fréquence d'échantillonnage** : Les fréquences maximales qui peuvent être intéressantes en bâtiment sont rarement supérieures 25 Hz. Les capteurs ont, quant à eux, une réponse plate jusque 50 Hz. La fréquence d'échantillonnage doit donc être supérieure à 50 Hz. Pour plus de marge, on choisit généralement 200 Hz mais il est inutile d'enregistrer à plus haute fréquence.
- **Durée d'enregistrement** : Brincker et al. (2003) proposent d'enregistrer au minimum  $\max(\frac{100}{\xi_k \omega_k})$  secondes, où  $\omega_k$  sont les pulsations propres ( $\omega_k = 2\pi f_k$ ,  $f_k$  les fréquences propres) et  $\xi_k$  le taux amortissement visqueux équivalent. Cela correspond à 100 fois le temps de décorrélation du premier mode. Par exemple, un bâtiment dont la première fréquence propre serait 1 Hz (10 à 20 étages) et l'amortissement de 1% doit être enregistré pendant au moins 1600 s (environ 25 min). Une autre règle est d'enregistrer 1000 à 2000 périodes du mode fondamental (Cantieni, 2004). Un bâtiment à 1 Hz nécessiterait donc 1000 s d'enregistrement, soit 16 à 17 min, un bâtiment à 2 Hz (8 à 12 étages) 8 min. Pour les bâtiments classiques, on a gardé une durée d'enregistrement constante de 15 min. Cela ne s'applique pas aux bâtiments de grande hauteur et aux ponts pour lesquels une estimation préalable de la fréquence fondamentale est nécessaire. Il s'est avéré, en pratique, que cette durée pouvait ne pas suffire à déterminer les déformées avec précision. En effet, pour déterminer des modes avec peu d'énergie, il faut faire une moyenne sur de plus nombreuses fenêtres de temps (cf. § 1.3.3 et 1.3.7). La figure 1.10 montre que même au bout de 900 s d'enregistrement pour un mode à 2 Hz (1800 périodes enregistrées), les points de la déformée modale n'ont pas convergé.





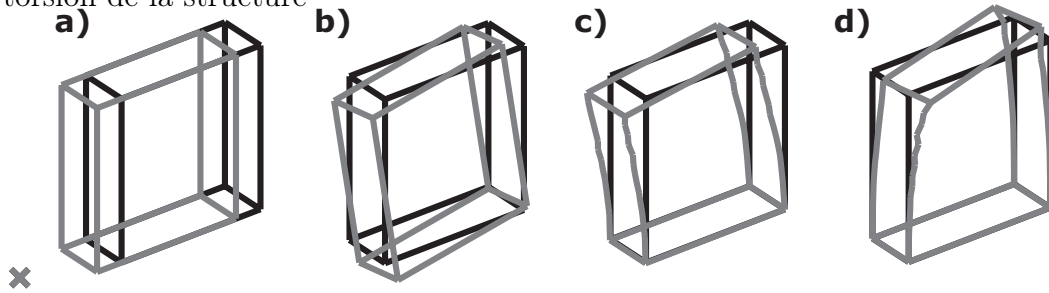
**Figure 1.10 :** a) Effet de la saturation : densité spectrale de puissance d'un enregistrement normalisée par son maximum comparée à celle du même signal saturé artificiellement (passage sur 1 bit). b) Effet de la durée d'enregistrement : erreur relative sur les points d'une déformée modale du radier d'une structure en champ libre obtenue par Frequency Domain Decomposition (FDD, cf. § 1.3.5) en fonction de la durée d'enregistrement. En noir les points de la direction de normalisation, en gris ceux de l'autre direction horizontale (valeurs plus faibles). Après 1600 s d'enregistrement, l'incertitude est de l'ordre de 3%. a) Effect of clipping : comparison of the normalized Power Spectral Densities (PSD) of a recording and of these of same signal artificially clipped (1 bit signal). b) Recording length effect : relative error on modal shape points of a free field building obtained by Frequency Domain Decomposition (FDD, cf. § 1.3.5) with respect to the recording length. Black curves correspond to the normalization direction, grey curves correspond to the other horizontal direction (lower amplitudes). After a 1600 s recording, the uncertainty is approximately 3%.

## 1.3 Analyse modale

### 1.3.1 Décomposition du mouvement des structures et approximation linéaire

Le mouvement d'une structure de génie civil, et en particulier un bâtiment, peut se décomposer en 5 types (fig. 1.11) (Guéguen, 2000) :

- le déplacement relatif de la fondation
- la bascule (*rocking*) de la fondation (mouvement vertical) et torsion à la base (mouvement horizontal)
- la torsion à la base
- la flexion de la structure (structural drift)
- la torsion de la structure



**Figure 1.11 :** *Types de mouvements affectant un bâtiment : a) Déplacement relatif de la fondation ; b) Bascule de la fondation ; c) Flexion ; d) Torsion.* Motion types of a building : a) Relative motion of the foundation ; b) Rocking ; c) Structural drift ; d) Torsion.

Le premier type peut être mis en évidence par différence entre un capteur situé au rez-de-chaussée de la structure et un capteur situé en champ libre dans chacune des directions horizontales. Le second et le troisième sont mis en évidence par différence entre deux capteurs au rez-de-chaussée situés aux extrémités du bâtiment. Si le sol est de qualité correcte et la fondation bien réalisée, la contribution de ces mouvements à la réponse de la structure est négligeable. Cependant, dans certains cas, leur rôle peut être prépondérant et rend la compréhension du mouvement de la structure sous séisme très complexe (Bard, 1988; Guéguen et Bard, 2005). La flexion et la torsion composent le mouvement de la structure à base supposée fixe. Dans la réalité, les mouvements que l'on enregistre dans une structure sont ceux du système couplé sol-structure. On le remarque sur les déformées modales déterminées par analyse modale expérimentale qui ne valent pas zéro au rez-de-chaussée. On ne s'intéressera pas à ce phénomène en détail. Si l'on réalise le bilan des forces sur cette structure à base supposée fixe, on trouve :

- la somme des forces externes  $S(t)$ , représentant le vent, les sollicitations du sol...
- la force de rappel élastique, proportionnelle au déplacement  $U(t)$  de la structure
- les forces de frottements, supposées proportionnelles à la vitesse  $U'(t)$  de la structure
- les forces d'inertie  $MU''(t)$ .

L'équation fondamentale de la dynamique s'écrit donc :

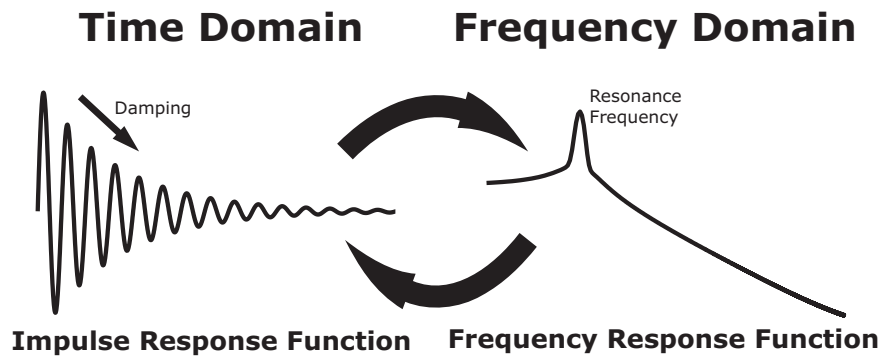
$$MU''(t) + CU'(t) + KU(t) = S(t) \quad (1.1)$$

où  $M$  représente la masse,  $C$  les frottements et  $K$  la rigidité.  $M$  est plutôt constante dans le temps si l'on exclut les déplacements de piétons (négligeables par rapport à la masse de la structure) et les modifications ponctuelles comme par exemple le déplacement de tous les livres d'une bibliothèque comme cela a été remarqué à la Millikan Library (Clinton et al., 2006). Elle ne dépend pas de l'amplitude du déplacement hormis la chute de parties de la structure lors de très fortes sollicitations.

Les variations de  $K$  sont plus complexes. La rigidité globale du système, constituée de la rigidité  $K$  de la structure base-fixe et de la rigidité liée à l'ancrage de la fondation dans le sol, peut varier dans le temps en fonction des conditions météorologiques comme la température et la teneur en eau du sol (Clinton et al., 2006). Des travaux font également varier  $K$  ponctuellement comme l'ajout ou la suppression de murs de remplissage (Hans et al., 2005), un renforcement de la structure (Celebi, 1998; Dunand et al., 2003b)...  $K$  peut également varier en fonction de l'amplitude des sollicitations (cf. partie 1.1 et paragraphe 3.3.7) : tout d'abord, de manière élastique, par la mise en fonctionnement progressive de fissures préexistantes dans le béton à mesure que la sollicitation augmente, des effets d'assemblages et de l'interaction sol-structure (Hans, 2002; Dunand, 2005) ; ensuite, de manière plastique (endommagement), par ouverture de nouvelles fissures et la rupture d'éléments contribuant à la rigidité sous fortes sollicitations.  $C$  est sans doute le paramètre le moins bien connu. Ses variations n'ont jamais clairement pu être reliées à l'amplitude de la sollicitation (Dunand, 2005). Dans la littérature, l'approximation d'un amortissement visqueux (proportionnel et constant) est, la plupart du temps, utilisée, mais il s'agit d'une simplification forte de la réalité.

Si on exclut le domaine plastique et les transformations ponctuelles de la structure, le mouvement de celle-ci est bien expliqué par un système d'équations différentielles **linéaires**. Le théorème spectral assure donc qu'il existe une base (i.e. un ensemble fini ou infini de mouvements élémentaires) dans laquelle tout mouvement de la structure est une combinaison linéaire des vecteurs de base ou "modes". Connaître ces modes, c'est connaître le comportement dynamique de la structure, mais aussi avoir des informations sur ses paramètres physiques propres que sont  $M$ ,  $K$  et  $C$  et leur répartition dans la structure. Chaque mode est caractérisé par une période d'oscillation (ou fréquence de résonance), un amortissement, une déformée modale dans l'espace et un coefficient de participation de la masse au mouvement. On peut étudier les modes dans le domaine fréquentiel, on verra alors une série de pics aux fréquences de résonance avec une largeur reliée à l'amortissement, ou dans le domaine temporel où le signal sera la somme de sinusoïdes amorties (fig. 1.12). Bien qu'il existe des algorithmes d'identification en temps, c'est la première représentation qui est plus généralement choisie.

Le nombre et la répartition des modes d'une structure dépendent intrinsèquement de sa géométrie et de ses paramètres physiques  $M$ ,  $K$  et  $C$ . La connaissance des modèles classiques simplifiés (cf. partie 2.1) permet d'avoir une idée *a priori* du nombre et de la distribution des modes. Ainsi, si l'on considère que les masses sont concentrées aux étages, il existe autant de modes de flexion dans une direction qu'il y a d'étages. Cependant, d'une part, le coefficient de participation des modes décroît fortement avec le numéro du mode et, d'autre part, les sollicitations auxquelles sont soumises les structures ne mettent pas en action tous les modes avec la même amplitude. L'enregistrement des vibrations naturelles ne donnera donc pas accès à tous les modes, qui n'ont d'ailleurs pas tous un intérêt pour le génie parasismique, puisque, d'une part, ils ne seront pas tous sollicités et, d'autre part, les coefficients de participation



**Figure 1.12 :** Réponse d'un oscillateur à un degré de liberté, représentant un mode, en temps (réponse impulsionnelle) et en fréquence (fonction de transfert). Single degree of freedom response, representing one mode, time history (Impulse Response Function) and spectrum (Frequency Response Function).

des modes supérieurs sont faibles. En pratique, seulement quelques modes par direction sont susceptibles d'avoir un rôle dans la réponse de la structure. La répartition des modes sera discutée en détail à la partie 2.1.

En conclusion, une structure à base fixe peut être décrite par ses modes de vibrations en flexion et en torsion qui sont caractérisés par une fréquence, un amortissement, une déformée modale et un coefficient de participation (paramètres modaux).

### 1.3.2 Méthodes d'analyse modale

La détermination des modes d'une structure permet donc de décomposer son comportement en des mouvements simples. L'objectif de l'analyse modale est de déterminer ces modes de manière à décrire plus simplement une structure pour la modéliser. Pour cela, l'analyse modale se propose d'exploiter les signaux enregistrés dans la structure. Le fait même que seul un nombre fini de points peut être enregistré apporte un *a priori* sur le modèle de la structure que l'on considère.

Deux familles d'approches ont été initialement utilisées pour l'analyse modale. En ce qui concerne le génie civil et le génie parasismique, comme vu dans la partie 1.1, l'approche retenue a été le traitement du signal. Les signaux enregistrés sont étudiés dans le domaine des fréquences par transformées de Fourier, c'est la méthode du « pointé des pics » (*Peak picking*), et ses dérivés. Elles sont utilisées, en pratique, dans plus de 90% des cas en génie civil (Peeters, 2000). L'autre approche, plus mathématique, vient à l'origine du génie électrique. Elle utilise la théorie de l'analyse des systèmes et s'appelle « l'identification des systèmes » (*System Identification*) (Maia et Silva, 1998; Ljung, 1999). Elle vise à déterminer les caractéristiques d'un système dont on ne connaît pas les propriétés physiques en le décomposant en réponses impulsionnelles (IRF), c'est-à-dire en modes. De nombreuses méthodes aussi bien en temps qu'en fréquences sont disponibles dans la littérature comme par exemple l'*Ibrahim Time Domain* ou

la *Continuous Wavelet Transform* pour n'en citer que quelques unes Maia et Silva (1998); Le et Argoul (2004)).

Les méthodes d'analyse modale peuvent également être distinguées en trois familles : les méthodes non paramétriques, les méthodes paramétriques et les méthodes de sous-espace. On ne détaillera pas ces dernières, par ailleurs déjà passées en revue dans le domaine du génie civil (Peeters, 2000; Peeters et De Roeck, 2001; Peeters et Ventura, 2003). Les méthodes non-paramétriques recouvrent plus ou moins les méthodes n'utilisant que le traitement du signal : on estime et étudie le spectre des enregistrements sans se donner d'*a priori*. Les méthodes paramétriques consistent à se donner un modèle de système avec des paramètres dont on réalise l'optimisation, soit en temps, soit en fréquence. Chacune des méthodes existantes trouve sa déclinaison pour traiter des enregistrements de vibrations forcées et de séismes (*Input Output*) et des enregistrements de vibrations ambiantes pour lesquels la sollicitation n'est pas connue (*Output Only* ou *Operationnal Modal Analysis*). Cependant les avantages de l'une pour traiter les vibrations ambiantes deviennent souvent des inconvénients pour les vibrations forcées et vice-versa (Peeters et Ventura, 2003).

Nous décrirons, dans un premier temps, la méthode non-paramétrique la plus utilisée en génie civil que nous avons nommée « pointé de pics » (*Peak Picking*), puis une méthode paramétrique que nous avons utilisée pour traiter les enregistrements de séismes dans les structures, la modélisation auto-régressive (AR). Enfin, nous décrirons la méthode que nous utiliserons principalement, la *Frequency Domain Decomposition* (FDD) (Brincker et al., 2001c), qui réconcilie les deux approches car elle utilise des techniques de traitement du signal qui permettent d'être proche des données enregistrées (méthode non-paramétrique) mais appartient à l'analyse des systèmes car elle permet une réelle décomposition en modes (fréquences, amortissement et déformée modale).

### 1.3.3 Pointé des pics en fréquence (*Peak Picking*)

**Fréquences de résonance et déformée :** Le principe de cette technique est de passer les signaux enregistrés,  $y(t)$ , dans le domaine fréquentiel, puis de s'intéresser aux caractéristiques des pics dans le spectre : fréquence, amplitude et largeur du pic. On parle de spectre indifféremment pour le résultat de deux traitements mathématiques, la transformée de Fourier  $Y(f)$  (Bendat et Piersol, 1993) :

$$Y(f) = \int_0^\infty y(t)e^{-2j\pi tf} dt \quad (1.2)$$

$$(1.3)$$

avec  $j^2 = -1$ , et la densité spectrale de puissance  $S_{yy}(f)$  (DSP ou *Power Spectral Density PSD*) (fig. 1.7) :

$$S_{yy}(f) = \int_{-\infty}^\infty \left( \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^\infty y(\tau)y(t+\tau)d\tau \right) e^{-2i\pi tf} dt \quad (1.4)$$

$$= \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E[Y^*(f, T)Y(f, T)] \quad (1.5)$$

avec  $Y(f, T)$  la transformée de Fourier de  $Y$  sur l'intervalle  $[0; T]$  et  $*$  le complexe conjugué. Par abus, nous écrirons  $S_{yy}(f) = Y^*(f)Y(f)$ . Leurs estimations et leurs expressions mathématiques sont assez proches les unes des autres puisque l'amplitude de la DSP est la transformée de Fourier du carré du signal, mais la DSP a pour avantage de représenter l'énergie contenue à chaque fréquence. C'est physiquement plus proche de ce qui doit être considéré pour caractériser un mode. Le spectre est alors plus lisse pour le même nombre de points. La valeur d'amplitude est donnée habituellement en décibels (dB) :

$$S_{yy}^{dB}(f) = 10 \log \left( \frac{|S_{yy}(f)|}{S_0} \right) \quad (1.6)$$

Dans les figures présentées pour des enregistrements en vitesse,  $S_0 = 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ , c'est-à-dire que le niveau 0 dB correspond à un bruit blanc avec une amplitude de  $10^{-5} \text{ m/s}$ .

Pour tout système **linéaire** et **stationnaire** comportant plusieurs entrées/sorties (*Multiple Input Multiple Output MIMO*), un bâtiment dans notre cas, on peut relier le vecteur des signaux d'entrée  $\{x\}(t)$  à celui des signaux de sortie  $\{y\}(t)$  par la matrice des réponses impulsionnelles  $[h](t)$  (Bendat et Piersol, 1993) :

$$\{y\}(t) = [h](t) \otimes \{x\}(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} [h](u) \{x\}(t-u) du \quad (1.7)$$

De même, en fréquence, les transformées de Fourier des signaux d'entrée et de sortie, respectivement  $\{X\}(j\omega)$  et  $\{Y\}(j\omega)$ , fonctions de la pulsation  $\omega = 2\pi f$ , sont reliées par la matrice de fonction de transfert (*Frequency Response Function FRF*)  $[H](j\omega)$  selon la relation :

$$\{Y\}(j\omega) = [H](j\omega) \cdot \{X\}(j\omega) \quad (1.8)$$

Dans le cas MIMO, on définit la matrice des DSP croisées comme :

$$[S_Y](j\omega) = \{Y\}^*(j\omega) \{Y\}^T(j\omega) \quad (1.9)$$

avec  $\{Y\}^T$  la transposée de  $\{Y\}$ . Il s'agit donc de la matrice des transformées de Fourier des corrélations entre chaque signal du vecteur  $\{Y\}$ . De même, la matrice des fonctions de transfert lie donc les matrices des DSP d'entrée  $[S_X](j\omega)$  et de sortie  $[S_Y](j\omega)$  :

$$[S_Y](j\omega) = [H]^*(j\omega) [S_X](j\omega) [H]^T(j\omega) \quad (1.10)$$

Si  $r$  est le nombre de signaux d'entrée et  $m$  le nombre d'enregistrements simultanés (sortie), pour chaque pulsation  $\omega$ , les tailles de  $[S_X]$ ,  $[S_Y]$  et  $[H]$  sont, respectivement,  $r \times r$ ,  $m \times m$  et  $m \times r$ . Sous vibrations ambiantes, l'hypothèse de bruit blanc en entrée se traduit par :

$$[S_X](j\omega) = [C], \text{ une matrice constante.} \quad (1.11)$$

Le pointé de pics en fréquence consiste à sélectionner les pics dans les spectres  $\{Y\}(f)$  ou  $[S_Y](f)$ . Montrons que ces pics correspondent aux fréquences de résonance et que l'amplitude est approximativement proportionnelle au vecteur propre.

La matrice  $[H]$  peut être écrite sous sa forme pôles ( $\lambda_k$ )-résidus ( $[R_k]$ ) :

$$[H](j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{[R_k]}{j\omega - \lambda_k} + \frac{[R_k]^*}{j\omega - \lambda_k^*} \quad (1.12)$$

avec  $n$  le nombre de modes et  $\lambda_k$  les valeurs propres continues, qui apparaissent en paires conjuguées et qui sont liées aux pulsations propres  $\omega_k$  et aux amortissements  $\xi_k$  par la relation :

$$\lambda_k, \lambda_k^* = -\xi_k \omega_k \pm j\sqrt{1 - \xi_k^2} \omega_k \quad (1.13)$$

Les résidus peuvent être reliés aux vecteurs modaux  $\{\Phi_k\}$  et aux vecteurs de participation modaux  $\{p_k\}$ . La matrice  $[H]$  est alors écrite sous sa forme modale (Allemang, 1999; Peeters et Ventura, 2003) :

$$[H](j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{\{\Phi_k\}\{p_k\}^T}{j\omega - \lambda_k} \quad (1.14)$$

Si les pulsations propres sont bien séparées, au voisinage de l'une d'entre elles  $\omega_k$ , le module de  $[H]$  s'écrit approximativement :

$$|[H](j\omega)| \approx \left| \frac{\{\Phi_k\}\{p_k\}^T}{j\omega - \lambda_k} \right| \quad (1.15)$$

La dérivée en  $\omega$  de cette expression s'annule en  $\omega = \sqrt{1 - \xi_k^2} \omega_k$ . Si l'amortissement est faible, la fonction de transfert atteint donc un maximum local à la pulsation  $\omega_k$  qui vaut approximativement :

$$|[H](j\omega_k)| \approx \frac{\{\Phi_k\}\{p_k\}^T}{\xi_k \omega_k} \quad (1.16)$$

On en déduit qu'à la pulsation propre  $\omega_k$ , sous la condition de faible amortissement et de bonne séparation des modes, le spectre de sortie présente un maximum local qui vaut :

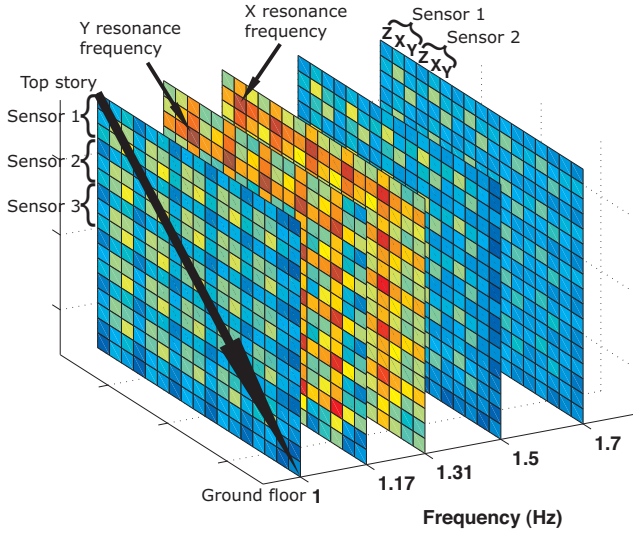
$$\{Y\}(j\omega_k) \approx \beta_k \{\Phi_k\} \quad (1.17)$$

$$[S_Y](j\omega_k) \approx \alpha_k \{\Phi_k\}^* \{\Phi_k\}^T \quad (1.18)$$

avec  $\alpha_k$  et  $\beta_k$  des constantes dépendantes de l'amortissement, de la fréquence propre, du facteur de participation et de la matrice d'entrée. Pour un pic dans le spectre, la fréquence correspondante est donc une estimation de la fréquence de résonance, les amplitudes dans le spectre  $\{Y\}$  sont proportionnelles au vecteur de déformée tout comme chaque ligne et chaque colonne de la matrice de densité spectrale (DSP) (carré du vecteur de déformée). Le signe des points de la déformée est donné par la phase du spectre à cette fréquence (proche de  $0^\circ$  ou  $180^\circ$ ).

L'estimation pratique des spectres est réalisée en enregistrant une longue durée de signal. Si on suppose que le signal est stationnaire et ergodique, la moyenne du spectre sur des fenêtres de temps de l'enregistrement est une estimation du spectre. La durée de ces fenêtres  $T_0$  est choisie en fonction de la précision souhaitée en fréquence,  $\delta f = 1/T_0$ . Une précision trop grande en fréquence est inutile si la pertinence du spectre n'est pas assurée. Ces fenêtres de temps doivent être apodisées, par exemple par une fenêtre de Hamming, car utiliser une simple fonction porte revient à convoluer le spectre par un sinus cardinal, ce qui introduit des oscillations parasites. On réalise ensuite la moyenne de ces spectres. Pour l'estimation des DSP, cette méthode est dite « de Welch » ou périodogramme modifié et moyenné (Welch, 1967; Mat, 2002). Un exemple de matrices de DSP, est présenté figure 1.13.

Les enregistrements traités avec le pointé des pics sont préférablement simultanés car l'amplitude de la sollicitation, inconnue, varie au cours du temps. Les amplitudes des spectres



**Figure 1.13** : Matrices de densités spectrales (DSP) d'un enregistrement simultané de 6 capteurs 3 composantes dans la tour ARPEJ II sur le campus de Grenoble (cf. figures 1.9, 1.16 et 1.17). Les maxima (rouge) indiquent les fréquences de résonance. Power Spectral Density matrices of simultaneous recordings of 6 3C sensors in the ARPEJ II tower on Grenoble campus (cf. figures 1.9, 1.16 and 1.17). The red color (maximum) shows the resonance frequencies.

peuvent alors ne plus être comparables pour la construction de la déformée. Par ailleurs, cette simultanéité est nécessaire pour conserver l'information sur la phase et donc sur le signe des points de la déformée. En conservant un capteur de référence, de préférence au sommet (cf. § 1.2.2), on peut normaliser l'amplitude de ce capteur à 1 pour plusieurs enregistrements successifs et donc construire la déformée en autant de points que désiré (avec au moins 2 capteurs). Comme pour toutes les techniques sous vibrations ambiantes, l'amplitude de la déformée est arbitraire car on ne connaît pas l'amplitude de la sollicitation. Nous choisirons donc de normaliser les déformées à la valeur 1 au sommet (elles seront alors comparables entre elles).

La déformée obtenue est la déformée « en opération » (Operating Deflection Shapes) (Peeters, 2000), c'est-à-dire la composition des modes ayant de l'énergie à cette fréquence. Généralement peu de modes ont de l'énergie à une fréquence donnée. Cependant, en pratique, pour un bâtiment, les premiers modes de flexion (longitudinal et transversal) et le premier mode de torsion sont assez proches. On peut faire une décomposition manuelle simple en supposant que les directions longitudinale et transversale sont indépendantes mais la « réalité » est malheureusement parfois plus compliquée. Pour cette raison, le pointé de pics permet seulement d'avoir une estimation biaisée des modes car il ne les décompose pas ; il ne s'agit donc pas d'une analyse du système.

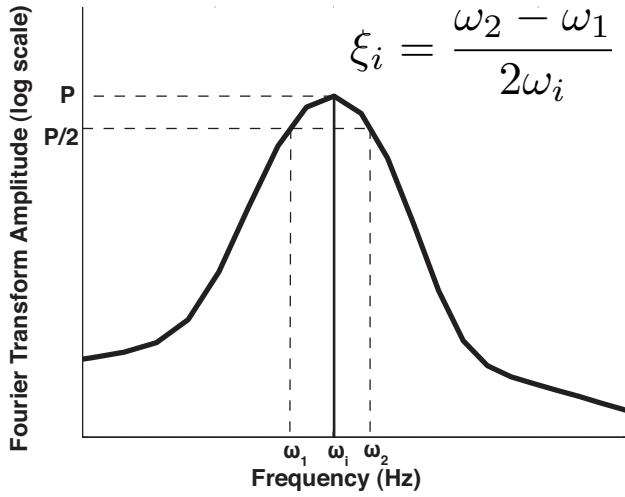
**Amortissement :** La détermination de l'amortissement peut être réalisée de différentes manières. Historiquement, la méthode utilisée est la largeur de bande de la demi-puissance (*half-power bandwidth*). Si  $\omega_1$  et  $\omega_2$  sont les fréquences à la moitié de l'amplitude d'un pic à la fréquence  $\omega_i$ , l'amortissement est estimé par (fig. 1.14) :

$$\xi_i = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_i} \quad (1.19)$$

Cette estimation est très peu fiable (Peeters, 2000) mais la largeur du pic dans le spectre indique l'importance de l'amortissement.

Une méthode plus performante est la méthode du décrément aléatoire (Dunand, 2005). Le principe de cette méthode est de considérer qu'à chaque instant, la réponse d'un oscillateur se décompose en la somme de sa réponse impulsionnelle (*Impulse Response Function IRF*) et de sa





**Figure 1.14 :** Détermination de l'amortissement : méthode de la largeur de bande de la demi-puissance. Damping ratio estimation by the half-power bandwidth method.

réponse à une sollicitation aléatoire. En sommant de nombreuses fenêtres de temps avec la même condition initiale, par exemple une vitesse nulle et un déplacement positif, la partie aléatoire s'annule car son espérance mathématique vaut zéro et on en déduit la réponse impulsionnelle. La technique qui permet de déterminer l'amortissement visqueux équivalent d'une réponse impulsionnelle s'appelle le décrément logarithmique, et est détaillée au paragraphe 1.3.5.

En conclusion, le pointé de pics permet d'obtenir facilement et rapidement les fréquences, les déformées et éventuellement l'amortissement d'une structure à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes mais seulement si les modes ne sont pas trop proches, ce qui généralement n'est malheureusement pas le cas dans les bâtiments si l'on considère les modes dans les trois dimensions de l'espace.

### 1.3.4 Identification paramétrique par un processus auto-régressif

Pour l'étude des enregistrements sous séismes pour lesquels on connaît la sollicitation (*Input Output*), nous avons choisi d'utiliser la modélisation auto-régressive (AR) (Mat, 2002). En effet, les méthodes paramétriques permettent d'accéder à une précision plus importante en fréquence même si le signal est court, ce qui est le cas pour les séismes, car elles ne sont pas limitées par le pas en fréquence dans l'estimation du spectre. La contre-partie est que l'on suppose un modèle simple d'oscillateur.

Si on considère l'équation 1.7, pour un oscillateur à 1 degré de liberté de fréquence de résonance  $\omega$  et d'amortissement  $\xi$ , la physique (voir chapitre 2.1) nous assure que sa réponse impulsionnelle s'écrit (Dunand, 2005) :

$$h(t) = -\frac{e^{-\xi\omega t}}{\omega'} \sin(\omega' t), \text{ avec } \omega' = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (1.20)$$

La transformée en  $z$  de cette réponse impulsionnelle s'écrit :

$$H(z) = \frac{1}{\omega'} \frac{ze^{-\xi\omega\Delta t} \sin(\omega'\Delta t)}{z^2 - 2ze^{-\xi\omega\Delta t} \cos(\omega'\Delta t) + e^{-2\xi\omega\Delta t}}, \text{ avec } \Delta t \text{ le pas d'échantillonnage} \quad (1.21)$$

$$= \frac{e^{(-\xi\omega+j\omega')\Delta t} - e^{(-\xi\omega-j\omega')\Delta t}}{2j\omega'} \frac{z}{z^2 - z(e^{(-\xi\omega+j\omega')\Delta t} + e^{(-\xi\omega-j\omega')\Delta t}) + e^{-2\xi\omega\Delta t}} \quad (1.22)$$

Les pôles de  $H$ , c'est-à-dire les valeurs qui annulent son dénominateur,  $p_1$  et  $p_2$  sont :

$$p_{1,2} = e^{(-\xi\omega \pm j\omega')\Delta t} \quad (1.23)$$

On peut donc écrire  $H$  sous la forme :

$$H(z) = \frac{p_1 - p_2}{2j\omega'} \frac{z}{(z - p_1)(z - p_2)} \quad (1.24)$$

La transformée en  $z$  étant un processus linéaire, un système constitué de plusieurs degrés de liberté a une réponse impulsionnelle qui est la somme de fonctions de cette forme (principe de superposition). Le nombre de pôles augmente de deux à chaque nouveau degré de liberté. Le nombre de zéro reste à 1 (pour la valeur  $z = 0$ ). En effet, le spectre n'est pas dirigé par les zéros (trous) mais par les pôles (pics).

Le bâtiment est modélisé par un filtre auto-régressif c'est-à-dire avec une fonction de transfert présentant un nombre  $N$  de pôles. Un tel filtre, estimateur de la fonction de transfert, possède une transformée en  $z$  qui s'écrit :

$$\hat{H}(z) = \frac{1}{1 + a_1 z + a_2 z^2 \dots a_N z^N} = \frac{1}{\prod_{j \in [1, N]} (z - p_j)} \quad (1.25)$$

avec  $a_i$  les coefficients du filtre AR et  $p_i$  ses pôles. Par identification dans les équations 1.24 et 1.25, les pôles du filtre estimateur correspondent aux pôles recherchés. En outre, on relie les pôles du filtre AR estimé aux fréquences et aux amortissements de l'oscillateur en inversant l'équation 1.23 :

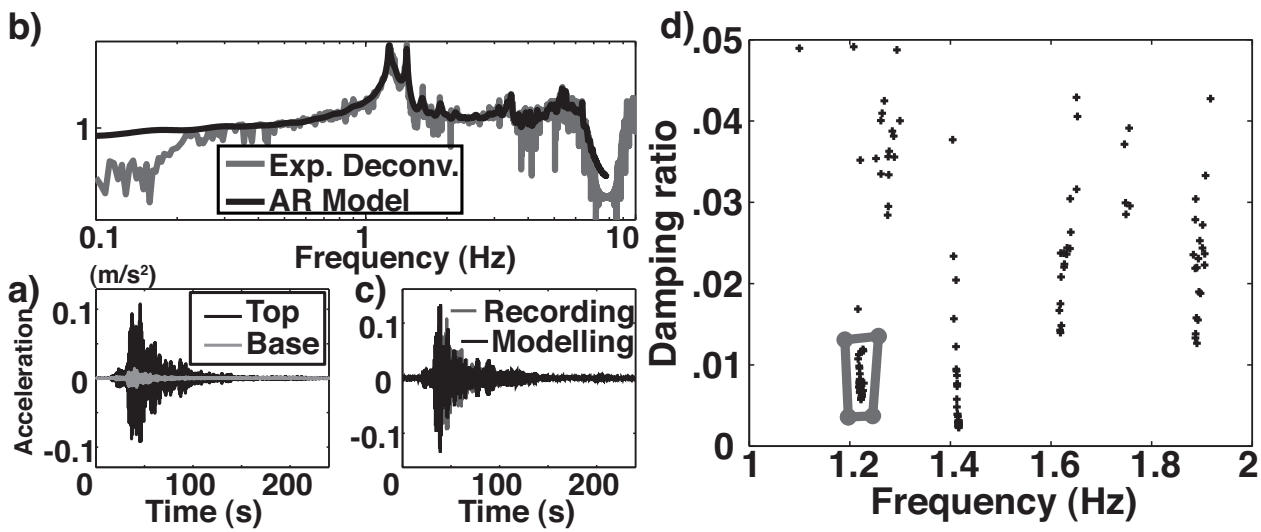
$$p_{1,2} = e^{(-\xi\omega \pm j\omega')\Delta t} = e^{-\xi\omega\Delta t} e^{\pm j\omega'\Delta t} \quad (1.26)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \omega \approx \omega' \approx \frac{\text{Arg}(p_{1,2})}{\Delta t} \\ \xi = \frac{\ln(\|p_{1,2}\|)}{-\omega\Delta t} \end{cases} \quad (1.27)$$

Les pôles sont optimisés en utilisant la méthode *Linear Prediction (LPC)* (Mat, 2002; Duanand, 2005). C'est une modélisation en temps qui suppose que chaque échantillon du signal est une combinaison linéaire des échantillons précédents. Il s'agit de résoudre un système linéaire de Toeplitz symétrique. Pour cela, Matlab utilise l'algorithme de Levinson-Durbin (Mat, 2002).

L'utilisateur doit choisir le nombre  $N$  de pôles du filtre (ordre du modèle) qu'il souhaite utiliser pour représenter la fonction de transfert obtenue par les enregistrements. Pour juger de la stabilité des modes ainsi déterminés, on utilise un diagramme de stabilisation (Peeters, 2000). Il s'agit de la représentation des fréquences de résonance en fonction de l'ordre du modèle, ou encore des amortissements en fonction des fréquences pour les différents ordres de modèles choisis (fig. 1.15). Peeters (2000) propose de considérer qu'un mode est stable si la différence avec un modèle possédant un ordre de moins est inférieure à 1% en fréquence et 5% en amortissement.

La fonction de transfert expérimentale est obtenue en déconvoluant le signal obtenu au sommet de la structure par le signal enregistré en bas. La déconvolution peut être un simple rapport de spectres des deux signaux. Le problème vient alors des trous dans le spectre du capteur du bas qui induisent des pics sans signification dans la fonction de transfert. En effet, un trou dans le spectre correspond à de l'information perdue, donc qu'il n'est pas possible de reconstituer. Nous avons donc utilisé un algorithme de déconvolution fondé sur un *Water Level* (Clayton et Wiggins, 1976) : les portions du spectre sous le *Water Level* sont remontées au niveau de celui-ci. Il faut noter que les enregistrements utilisés dans ce document étant réalisés au sommet et au rez-de-chaussée du bâtiments, la fonction de transfert ainsi déterminée est celle du système bâtiment seul et non le système couplé sol-structure, à la différence des méthodes utilisant des enregistrements de vibrations ambiantes. Un exemple de signaux traités est présenté à la figure 1.15.



**Figure 1.15 :** Exemple de modélisation AR pour un enregistrement de séisme à l'hôtel de ville de Grenoble. a) Enregistrements au rez-de-chaussée et au toit du bâtiment; b) Fonction de transfert expérimentale et modèle AR correspondant; c) Traces en temps correspondantes; d) Diagramme de stabilisation. Le rectangle gris montre la sélection d'un mode stable. Example of AR modelling for an earthquake recording in the Grenoble City Hall. a) Time histories at the top and at the base; b) Experimental transfer function and corresponding AR model; c) Corresponding time histories; d) Stabilization diagram. The grey frame shows the selection of a stable mode.

### 1.3.5 Frequency Domain Decomposition (FDD)

En analyse des systèmes, une méthode se distingue par sa simplicité en rapport à la qualité de ses résultats : la *Frequency Domain Decomposition (FDD)* ou *Complex mode indication function (CMIF)*. Elle appartient à la famille des méthodes non paramétriques. Il s'agit de l'amélioration la plus aboutie du pointé de pics. Le principe de cette méthode est de décomposer les matrices de densités spectrales (densités spectrales de puissance croisées entre tous les enregistrements simultanés) en degrés de liberté indépendants grâce à la décomposition en

valeurs singulières (*Singular Value Decomposition SVD*). Ce principe a été proposé à Rennes sous la désignation « méthode fondée sur la diagonalisation de la matrice de densité spectrale » (Prevosto, 1982). Shih et al. (1988) proposent d'utiliser cette méthode sur des enregistrements *Input Output* en appliquant la décomposition aux matrices de fonction de transfert (*FRFs matrices*) et la nomment *Complex mode indication function (CMIF)*. C'est alors essentiellement un outil pour compter le nombre de modes. Brincker et al. (2001c) la remettent au goût du jour pour le génie civil et le génie mécanique en la nommant *Frequency Domain Decomposition (FDD)* et lance un logiciel commercial (Artemis) qui lui permet d'être plus largement utilisée dans la communauté du génie civil.

La FDD se fonde sur la décomposition en valeurs singulières des matrices de DSP. Montrons, en supposant un faible amortissement et un bruit blanc en entrée, que cette décomposition permet de déterminer les fréquences de résonance et d'estimer les vecteurs des déformées sans biais, même si les modes sont proches (Brincker et al., 2001c). En combinant les équations 1.11 (hypothèse de bruit blanc) et 1.12 pour des valeurs d'amortissement faibles, le terme  $[R_k][C][R_k]^*$  domine l'expression de  $[S_Y]$  dans l'équation 1.10. Dans ce cas, ce terme devient également proportionnel au vecteur de déformée modale  $\{\Phi_k\}$  :

$$[R_k][C][R_k]^* = d_k \{\Phi_k\} \{\Phi_k\}^T \quad (1.28)$$

avec  $d_k$  une constante. Seul un nombre limité de modes (typiquement 1 ou 2) noté  $Sub(\omega)$  a de l'énergie à une pulsation  $\omega$  donnée. La matrice des DSP des signaux de sortie s'écrit alors :

$$[S_Y](j\omega) = \sum_{k \in Sub(\omega)} \frac{\{\Phi_k\} d_k \{\Phi_k\}^T}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\{\Phi_k\}^* d_k^* \{\Phi_k\}^H}{j\omega - \lambda_k^*} \quad (1.29)$$

avec  $\{\Phi_k\}^H$  la transposée du conjugué de  $\{\Phi_k\}$ .

Bien que carrées, les matrices de DSP ne sont pas diagonalisables car seul un nombre  $p$  de modes a de l'énergie à une fréquence donnée. Le rang de la matrice est donc  $p$ , les autres valeurs « propres » étant proches de 0 (bruit). Il faut donc utiliser la décomposition en valeurs singulières (fig. 1.16) qui s'écrit :

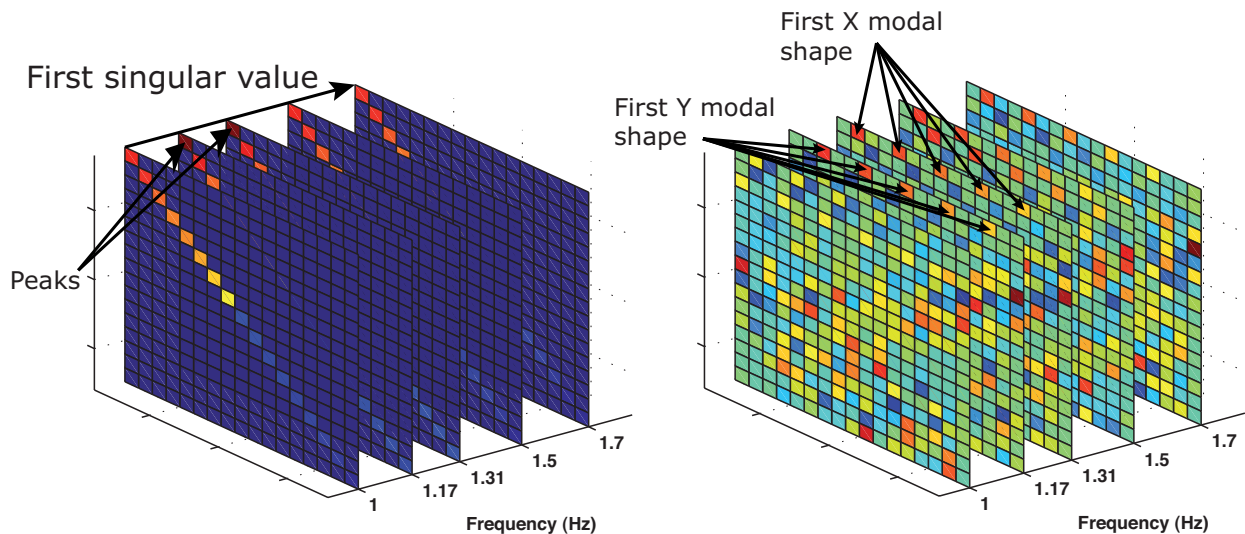
$$[\hat{S}_Y](j\omega_i) = [U_i][S_i][U_i]^H \quad (1.30)$$

avec  $[U_i]$  la matrice des vecteurs singuliers et  $[S_i]$  la matrice diagonale des valeurs singulières. On identifie les équations 1.29 et 1.30 et on constate, comme pour le pointé de pics, qu'à proximité d'une pulsation propre  $\omega_k$ , le module de la première valeur singulière va présenter un pic. De plus si un seul mode domine, le premier vecteur singulier est proportionnel à la déformée modale comme pour le pointé des pics. Si deux modes dominent dans l'équation 1.29 à ce pic, c'est-à-dire que ces deux modes sont proches en fréquence, et qu'il sont géométriquement orthogonaux, les deux premiers vecteurs singuliers sont des estimations des déformées modales correspondantes. Dans ce cas, l'estimation reste non biaisée. En outre, le nombre de valeurs singulières non-nulles, c'est-à-dire le rang de la matrice des DSP, correspond au nombre de modes ayant de l'énergie à chaque fréquence.

En pratique, les enregistrements de vibrations ambiantes permettent d'estimer les matrices de DSP  $[\hat{S}_Y](j\omega_i)$  pour chaque pulsation  $\omega_i$  (fig. 1.13). Nous utilisons la méthode de Welch

pour ce calcul, comme décrit dans au paragraphe 1.3.3, avec une apodisation par une fenêtre de Hamming et un recouvrement des fenêtres de moitié. On utilise des fenêtres avec un nombre de points en puissance de 2 pour optimiser la vitesse de calcul des transformées de Fourier par *Fast Fourier Transform (FFT)*. L'expérience a montré que pour nos enregistrements de 15 min à 200 Hz, des fenêtres de 8192 points, c'est-à-dire 20 s, étaient un bon compromis entre précision en fréquence (0.024 Hz ici) et moyenne pertinente des fenêtres stationnaires. Des fenêtres de 40 s (16384 points) ont parfois servi à séparer des modes très proches aux basses fréquences. Pour réellement augmenter la précision en fréquence, il faudrait augmenter le temps d'enregistrement de manière à toujours réaliser des moyennes sur un nombre suffisant de fenêtres.

Les enregistrements doivent être simultanés de manière à conserver l'information sur la phase, donc sur le signe des points de la déformée. Comme pour toutes les techniques sous vibrations ambiantes (*Output Only*), le facteur de proportionnalité  $d_k$  est inconnu, on dira que les déformées modales n'ont pas "d'échelle" (*unscaled parameters*). Si plusieurs jeux de données dans la même structure ont été enregistrés, on peut considérer les matrices de valeurs singulières une à une ou en réaliser la moyenne arithmétique de manière à lisser le spectre. Grâce au capteur de référence, il est possible de normaliser chaque point de la déformée par la valeur obtenue à ce capteur et donc d'assembler les différents jeux de données. Si plusieurs points ont été enregistrés plusieurs fois, on peut également en faire une moyenne de manière à obtenir un résultat plus lisse et prenant en compte tous les enregistrements.



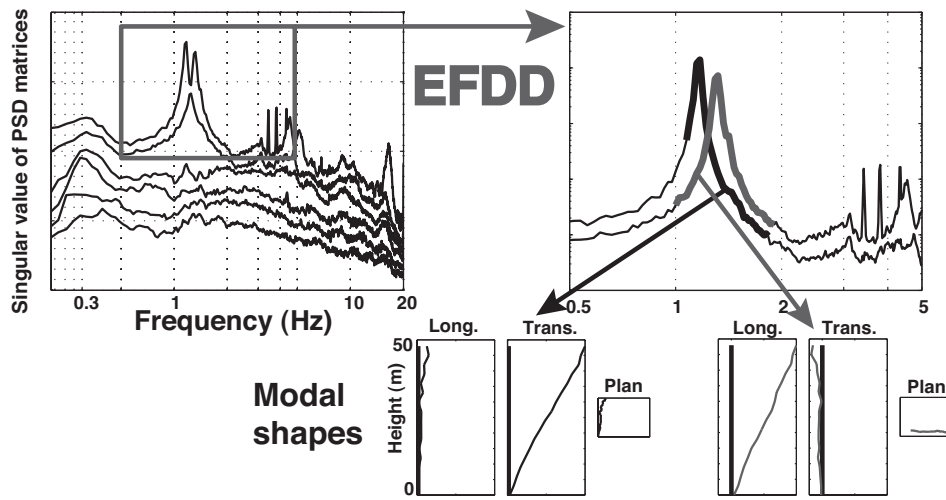
**Figure 1.16 :** La FDD décompose les matrices de densités spectrales (fig. 1.13) en valeurs singulières (à gauche) et vecteurs singuliers (à droite), exemple de la tour ARPEJ II. Les pics dans la première valeur singulière indiquent les fréquences de résonance dont les déformées modales sont les vecteurs singuliers correspondants. The FDD decomposes the power spectral density matrices (fig. 1.13) into singular values (left) and singular vectors (right), example of the ARPEJ II tower. Peaks in the first singular value correspond to resonance frequencies the modal shapes of which are corresponding singular vectors.

Un raffinement de la FDD permet de mieux décomposer les modes et de calculer l'amortissement de chacun. Il est nommé *Enhanced Frequency Domain Deomposition (EFDD)* (Brincker et al., 2001b; Jacobsen et al., 2006). Il utilise un outil simple qui permet de comparer la similarité de 2 déformées : le *Modal Assurance Criterion (MAC)* (Allemang et Brown, 1982). Il s'agit

du carré de la corrélation entre deux vecteurs  $\Phi_1$  et  $\Phi_2$  :

$$MAC(\Phi_1, \Phi_2) = \frac{|\Phi_1^H \Phi_2|^2}{[\Phi_1^H \Phi_1][\Phi_2^H \Phi_2]} \quad (1.31)$$

Il permet de comparer l'évolution d'une déformée dans le temps, après endommagement (West, 1984; Salane et Baldwin, 1990) par exemple, ou comparer des modes obtenus de manières différentes (méthodes d'enregistrement ou d'analyse différentes). Pour isoler un mode par EFDD, on compare la déformée à la fréquence du pic sélectionné aux déformées des fréquences alentours, y compris les deuxièmes vecteurs singuliers. En se donnant un seuil de valeur du MAC, typiquement 80% (à ajuster en fonction des cas), on peut sélectionner les valeurs singulières qui appartiennent à la « cloche » du mode (fig. 1.17).



**Figure 1.17 :** Premières valeurs singulières des matrices de DSP (fig. 1.13 et 1.16), exemple de la tour ARPEJ II. Entre 0.5 et 5 Hz, le rang de la matrice est 2, il n'y a que 2 modes qui ont de l'énergie. Le critère MAC permet de séparer les deux cloches (EFDD) qui correspondent, respectivement, aux premiers modes transversal et longitudinal. First singular values of the PSD matrices (fig. 1.13 and 1.16), example of the ARPEJ II tower. Between 0.5 and 5 Hz, the rank of the matrice is 2 so that only 2 modes have energy. The MAC criterion allows to separate the two bells (EFDD) corresponding to the first transverse and longitudinal modes, respectively.

Une transformée de Fourier inverse de cette « cloche » donne l'autocorrélation du degré de liberté correspondant qui est la réponse impulsionnelle (IRF) du mode (fig. 1.18). On réalise une régression linéaire du nombre de passages à zéro de l'IRF dans le temps, ce qui permet de donner une estimation plus précise de la fréquence. On écrit l'IRF  $c(t)$  comme une sinusoïde amortie dans le temps :

$$c(t) = e^{-\xi\omega t} \cos(\omega t \sqrt{1 - \xi^2}) \quad (1.32)$$

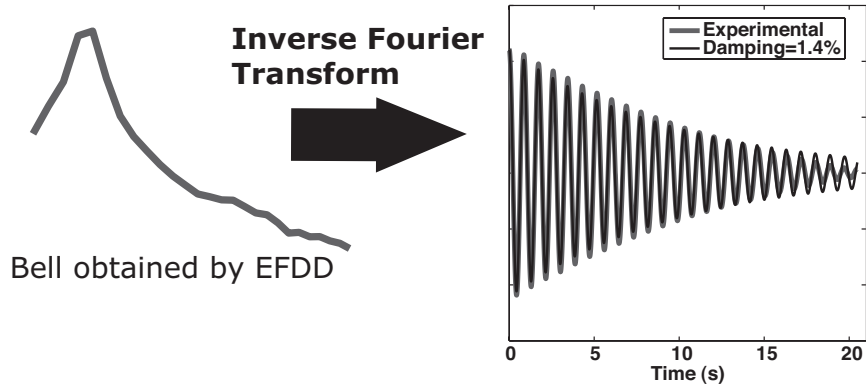
On considère un extremum local  $c(t)$ , noté  $c_i^{max}$ , pour lequel le cosinus vaut 1. On a :

$$\ln(c_i^{max}) = -\xi\omega t_i = \alpha t_i \quad (1.33)$$

On réalise donc une régression linéaire de la variable  $\ln(c_i^{max})$  en fonction du temps  $t_i$  qui donne le coefficient de régression  $\alpha$ . On a alors :

$$\xi = \frac{-\alpha}{\omega} = \frac{-\alpha}{2\pi f} \quad (1.34)$$

avec  $f$  la fréquence de résonance obtenue précédemment. Cette technique est appelée décrétement logarithmique et est utilisée couramment pour déterminer les caractéristiques d'une IRF obtenue par FDD, mais aussi par décrétement aléatoire ou essai de lâcher par exemple.



**Figure 1.18 :** Détermination de l'amortissement par EFDD : transformée de Fourier inverse de la fonction de transfert d'un mode, exemple du premier mode de la tour ARPEJ II (fig. 1.17) et détermination du meilleur amortissement par décrétement logarithmique. Estimation of damping ratio using EFDD : Inverse Fourier Transform of the Frequency Response Function of one mode, example of the first mode of ARPEJ II tower (fig. 1.17) and estimation of the best damping ratio using the logarithmic decrement technique.

La visualisation des « cloches » est un outil très utile pour savoir sur quelle plage de fréquence ce mode a de l'énergie. Cela permet en particulier de ne pas choisir plusieurs fois le même mode si le pic est doublé. Tous les pics ne correspondent pas en effet à des modes structuraux distincts. Une sollicitation externe à une fréquence particulière (machine) va, par exemple, faire fonctionner le bâtiment sans amortissement, selon le mode qui a le plus d'énergie à cette fréquence. Le spectre montrera un pic à cette fréquence alors que le véritable pic du mode peut être situé assez loin. L'amortissement apporte également une indication concernant le mode que l'on considère. Si celui-ci est très faible (inférieur à 1%), il peut s'agir d'un signal monochromatique non amorti (machine tournante par exemple). Enfin, la déformée modale est le dernier outil qui permet de reconnaître un mode structural. Elle doit ressembler aux modèles de bâtiments de la partie 2.1. Si un seul point a une grande amplitude dans une déformée, on peut imaginer que seul le capteur correspondant a été sollicité à cette fréquence (piéton, bruit numérique, machine à proximité...) et que cela ne correspond pas à un mode de la structure.

La FDD est simple et rapide comparée aux autres méthodes d'identification des systèmes. Elle laisse à l'utilisateur une part de contrôle qui lui permet de détecter des complexités dans la structure. En effet, les bâtiments existants sont complexes et de grande taille en comparaison des pièces mécaniques par exemple. Elle permet, en outre, une réelle décomposition en modes. Son utilisation, comme celle du pointé des pics, nécessite de l'expérience pour éviter



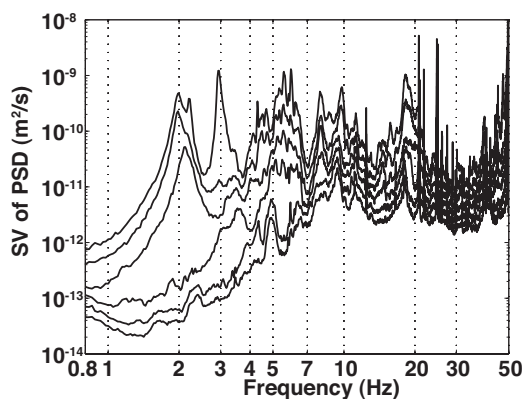
de conserver des modes fantaisistes. D'autres méthodes d'identification plus complexes peuvent néanmoins permettre une amélioration de la qualité des résultats (Peeters et Ventura, 2003), mais elles fonctionnent en « boîte noire », ce qui peut conduire à des interprétations erronées. Ces méthodes sont complémentaires des méthodes plus simples qui permettent d'avoir une idée préalable de ce que l'on cherche.

Dans le cadre de ce travail, cette méthode a été implémentée sous le logiciel Matlab qui est bien adapté à la manipulation des matrices. Il contient de nombreuses fonctions prédéfinies comme l'estimation des DSP (fonction *cpsd*) et la décomposition en valeurs singulières (fonction *svd*). L'outil ainsi créé s'appelle *Modal Analysis for Cityshark (MACity)* et est spécialement conçu pour recevoir les données enregistrées avec le matériel du LGIT. Il fait partie d'un ensemble de codes permettant l'analyse des enregistrements en structures.

### 1.3.6 Cas d'étude : analyse modale d'une structure aux modes très proches

Des enregistrements de vibrations ambiantes ont été réalisés au niveau du radier d'une structure construite sur systèmes isolateurs. Les isolateurs agissent comme un filtre qui ne laisse passer qu'une gamme de fréquence limitée. Ses modes seront donc nécessairement très proches, voire identiques si les isolateurs sont isotropes. L'objectif de ce paragraphe est de montrer, d'une part, qu'il est possible de déterminer si les fréquences sont exactement les mêmes (isolateurs isotropes) et, d'autre part, de décomposer les différents modes, même s'ils sont à la même fréquence grâce à la *FDD*.

Nous avons réalisé 11 jeux d'enregistrements dans le radier de la structure en 13 points différents, au sol et au niveau de la dalle, grâce au matériel décrit au paragraphe 1.2.2. Les moyennes des résultats ont été calculées ce qui permet de lisser les spectres (fig. 1.19). Le bruit



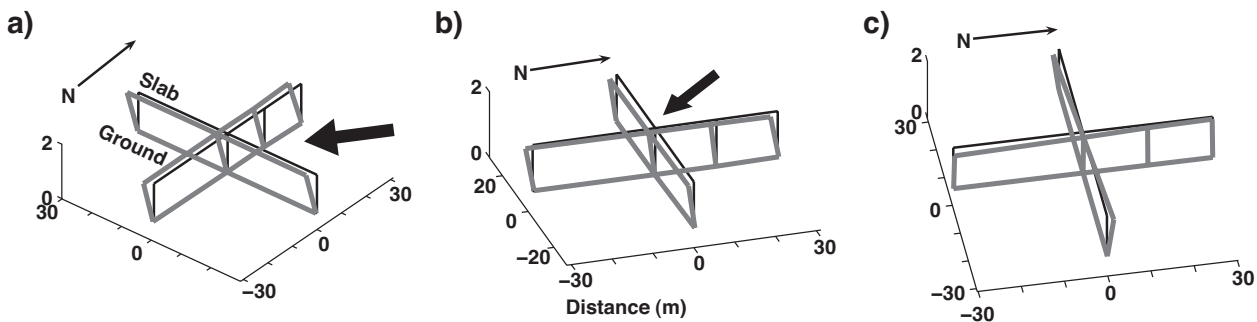
**Figure 1.19 :** *Spectre de la dalle supportant la structure sur systèmes isolateurs étudiée : six premières valeurs singulières des matrices de DSP (méthode FDD). On remarque la présence de 3 modes autour de 2 Hz.* Spectrum of the slab of the studied structure : six first singular values of the PSD matrices (FDD method). 3 modes coexist around 2 Hz.

ambient enregistré sur le sol est d'une stationnarité quasi-parfaite, assurant aux résultats une bonne qualité. L'analyse modale est réalisée grâce à la *FDD* (cf. § 1.3.5). Les valeurs singulières montrent clairement 3 pics autour de 2 Hz reliés au fonctionnement des systèmes isolateurs (fig. 1.19). On trouve ensuite un pic à 3 Hz puis de nombreux pics mal différenciés qui sont reliés au fonctionnement interne de la structure. Ces dernières fréquences ne sont pas ou peu sollicitées



par le sol compte tenu du filtrage réalisé par les systèmes isolateurs, mais par le vent et les sollicitations internes au système.

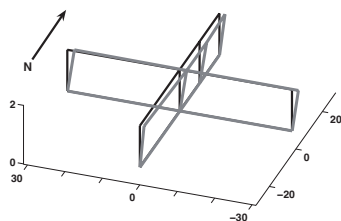
Seules les trois premières valeurs singulières ne sont pas nulles aux alentours de 2 Hz ce qui signifie qu'il existe 3 modes autour de cette fréquence (fig. 1.19). Les deux premières valeurs singulières présentent un pic à la même fréquence évaluée à  $1.978 \pm 0.025$  Hz : il existe donc deux modes ayant la même fréquence. Les déformées modales correspondantes montrent deux modes orthogonaux de flexion horizontale (fig. 1.20). Ils ne suivent pas les directions principales de la structure mais sont orientés à  $45^\circ$ . Les deux directions présentent donc la même rigidité horizontale et il n'y a donc pas de raisons pour que la décomposition se réalise dans une direction préférentielle. L'amortissement est calculé à 3.3% pour le premier mode. On suppose qu'il est le même pour le second. Un mode très proche est identifié à  $2.197 \pm 0.025$  Hz. La déformée modale indique qu'il s'agit du premier mode de torsion de la dalle dont le centre est décalé vers le N par rapport au centre de notre réseau. Son amortissement est évalué à 3-4%, il est assez incertain car le mode est très proche des modes précédents. La déformée est assez mal contrainte et seule la moyenne sur les 11 enregistrements a permis d'obtenir une déformée ressemblant à un mode de torsion.



**Figure 1.20 :** Déformées modales des trois premiers modes du radier de la structure obtenues par FDD à une fréquence d'environ 2 Hz : a) et b) deux modes de flexion orthogonaux ; c) mode de torsion. Seuls le sol (0 m) et la dalle (2 m) sont représentés ici. Modal shapes of the first three modes of the slab obtained using FDD at 2 Hz frequency : a) and b) two orthogonal bending modes ; c) torsion mode. Only the ground (0 m) and the slab (2 m) are displayed on this figure.

Le pic suivant est situé à  $2.930 \pm 0.025$  Hz, avec un amortissement de 1.8%. Il est très bien déterminé car bien séparé des autres modes. La deuxième valeur singulière ne présente pas de pic ce qui confirme que ce mode est isolé. La déformée indique un mode de flexion vers l'Est (fig. 1.21). Il n'est pas possible avec ce réseau de déterminer en quoi ce mode est différent du mode de flexion à 2 Hz, mais il semble que ce mode, ainsi que les modes suivants, ne sont plus à relier avec le fonctionnement de la dalle dans son ensemble mais à un fonctionnement interne à la structure.

Cet exemple, unique au cours de ce travail de thèse, a permis de comprendre grâce à la FDD le fonctionnement d'une structure ayant trois modes à des fréquences quasi-identiques. Il illustre bien l'utilité de la FDD pour décomposer des modes très proches. En effet, sans la décomposition en valeurs singulières, les deux directions horizontales présentent des pics à 2 Hz. La déformée obtenues par pointé de pics serait alors la somme des trois déformées, ce qui



**Figure 1.21 :** Déformée modale du quatrième mode de la dalle obtenue par FDD à une fréquence d'environ 3 Hz. Modal shape of the fourth mode of the slab obtained using FDD at a frequency of 3 Hz.

n'apporterait rien en terme de compréhension de la dynamique de la structure. La *FDD* est donc un apport technique réel en analyse modale dans les domaines du génie civil et du génie parasismique.

### 1.3.7 Incertitudes sur les paramètres modaux

Quelle que soit la méthode de traitement utilisée, l'estimation des paramètres modaux est nécessairement entachée d'incertitudes. Il faut rappeler que l'analyse modale, telle qu'elle est menée ici, n'a de sens que si le système considéré est **linéaire**, hypothèse discutée au paragraphe 3.3.7. Nous nous focalisons ici sur les méthodes du pointé de pics et de la FDD.

La source d'erreurs la plus importante est sans doute la **qualité des enregistrements**. Il est possible d'agir sur la qualité de la chaîne d'acquisition (cf. § 1.2.2), c'est-à-dire sa sensibilité aux fréquences désirées et l'absence de bruit électronique et sur le gain pour éviter la saturation. L'enregistrement peut être refait si une vibration parasite momentanée est intervenue au cours de l'enregistrement comme la curiosité malvenue d'un passant, un vent violent, le passage d'un train, la mise en route d'une machine... Il est également possible de supprimer les portions de signal présentant des transitoires marqués à l'aide d'un algorithme de déclenchement inversé (*anti-trigger*) (Dunand, 2005), mais cette solution n'a pas été retenue car il semble qu'une bonne durée d'enregistrement soit plus importante que des transitoires correspondant à peu d'énergie. On peut, en revanche, difficilement modifier la qualité de la sollicitation, c'est-à-dire sa **stationnarité**, son **isotropie** et sa **blancheur de spectre** (cf. § 1.2.1). Pour diminuer l'incertitude liée à l'estimation des spectres du signal, la seule solution est d'augmenter la **durée d'enregistrement** et donc le nombre de fenêtres prises en compte dans les moyennes.

L'examen des traces en temps est nécessaire avant toute analyse pour être sûr d'avoir réalisé un enregistrement de la qualité espérée. Les spectres reflètent également assez bien la qualité de ces enregistrements.

L'incertitude sur le pointé d'une fréquence va être due, d'une part, au pas de fréquence choisi pour le calcul du spectre, c'est-à-dire l'inverse de la durée des fenêtres temporelles, et, d'autre part, à la finesse du pic. On remarque ainsi, pour les modes supérieurs, peu sollicités par le bruit de fond sismique, qu'en fait de cloche, on obtient des bosses dont le maximum n'est pas clairement identifié. Pour donner un ordre de grandeur, dans le cas de la tour ARPEJ sur le campus de Grenoble, l'incertitude sur la fréquence est de 1%, pour les premiers modes, jusque 10% pour les modes supérieurs.

La FDD, grâce à l'utilisation totale des enregistrements simultanés, réalise avec le même nombre d'enregistrements plus de moyennes que le pointé de pics et est donc plus fiable en fréquence,

mais ce n'est pas là son avantage premier. Elle permet surtout d'éviter la confusion entre les modes proches et ainsi d'éviter des erreurs d'interprétation dans le comportement dynamique d'une structure.

L'incertitude sur les déformées a les même origines que l'incertitude sur les fréquences mais, que ce soit pour la FDD ou pour le pointé de pics, un point de la déformée va dépendre d'un seul enregistrement. L'incertitude sur les déformées est donc intrinsèquement plus importante que pour les fréquences. Seule l'augmentation de la durée d'enregistrement permet de la réduire (fig. 1.10). L'utilisation de la FDD permet de diminuer assez considérablement l'erreur par rapport au pointé de pics car les modes proches ont été décomposés sans biais.

L'amortissement est le paramètre le moins bien connu d'un point de vue théorique et expérimental. S'il est souvent ramené à un amortissement visqueux équivalent constant, il n'est pas physiquement acceptable de le considérer comme tel. Plusieurs phénomènes se cachent derrière l'amortissement d'une structure, c'est-à-dire la dissipation d'énergie dans celle-ci (Guéguen et al., 2000) : la dissipation dans les matériaux constitutifs, dans les liaisons, l'énergie radiée vers le sol... Les amortissements fournis par l'analyse modale constituent une somme pondérée de tous ces effets qui est susceptible de fortement évoluer en fonction de la sollicitation. Dunand (2005) estime qu'avec la méthode du décrément aléatoire, il faut au moins 30 min d'enregistrements pour converger dans l'estimation de l'amortissement à 5% d'incertitude dans des cas de bâtiments simples, alors qu'en 10 min une fréquence à moins de 1% d'incertitude est obtenue.

# Chapitre 2

## Modélisation des bâtiments

Pour prédire la réponse d'une structure sous séisme et la modéliser de la manière la plus pertinente possible, il faut d'abord comprendre son comportement dynamique. La démarche qui est proposée ici est de comparer le comportement dynamique enregistré sous faible sollicitation (vibrations ambiantes) avec des modélisations simples qui assimilent un bâtiment à une poutre. Les paramètres du modèle sont calibrés par les enregistrements de vibrations ambiantes et ce modèle est validé à l'aide d'enregistrements de séismes.

Comme nous l'avons vu au paragraphe 1.3.1, un système ayant un comportement linéaire peut être décrit facilement dans sa base modale. Nous nous intéresserons donc aux propriétés modales (fréquences de résonance, amortissements, déformées) des modèles pour leur calibration et pas seulement à leurs propriétés physiques (module d'Young, inertie...).

De nombreux niveaux de complexité peuvent être atteints grâce aux techniques actuelles de modélisation mais il faut garder en tête que les incertitudes sur le résultat vont être la convolution des incertitudes liées au modèle choisi (incertitudes épistémiques) et aux paramètres injectés dans le modèle. Il est donc préférable d'opter pour un niveau de complexité de la modélisation en accord avec la qualité et la quantité des valeurs des paramètres dont on dispose. En ce qui concerne le bâti existant, les plans, les dispositions constructives, la qualité initiale et le vieillissement des matériaux de construction sont difficiles à prendre en compte par le calcul si l'on veut estimer les paramètres physiques d'une structure. A l'inverse, les paramètres modaux estimés expérimentalement intègrent tout cela et permettent une modélisation pertinente des structures existantes même complexes.

Les modèles de poutres discrets (cisaillement et flexion) puis continus (flexion et Timoshenko) qui permettent de modéliser un bâtiment sont présentés en détail. Il est précisé comment ils permettent d'interpréter les paramètres modaux déterminés expérimentalement. Enfin, l'intégration de ces paramètres modaux à des modèles de poutre est détaillée.

## 2.1 Idéalisation du problème

### 2.1.1 Modèles discrets 1D

#### Equation du mouvement

Le modèle considéré ici est un modèle de poutre discret à une dimension (1D), pour lequel les masses sont considérées comme ponctuelles et concentrées aux niveaux des planchers. Considérer un seul point (donc une seule masse) par étage signifie que les planchers sont infiniment rigides et ne se déforment pas. C'est sans doute une bonne approximation pour les bâtiments avec des planchers en béton, mais en revanche plus contestable pour les bâtiments avec des planchers en bois, par exemple. Chaque point, c'est à dire chaque masse du modèle possède 3 degrés de liberté : les 2 directions de translation horizontale et la translation verticale. Ce type de modèle est pertinent pour représenter le mouvement global d'un bâtiment et il est souvent utilisé en génie parasismique. Ce modèle est cohérent avec le dispositif expérimental utilisé lors de nos enregistrements (cf. partie 1.3). Le vecteur de déplacement total à chaque étage  $\{U^{tot}(t)\}$  dans le repère fixe est la somme du déplacement induit par la sollicitation  $U_S$  et du déplacement relatif  $\{U\}$  de la structure (Clough et Penzien, 1993) :

$$\{U^{tot}(t)\} = \{U_S(t)\} + \{U(t)\} \quad (2.1)$$

C'est ce dernier que l'on veut déterminer. Dans le cadre de ce modèle discret, pour un bâtiment de  $N$  étages, dans une direction de sollicitation, on peut réécrire l'équation 1.1 sous forme matricielle :

$$[M]\{U\}''(t) + [C]\{U\}'(t) + [K]\{U\}(t) = \{U_S''\}(t) \quad (2.2)$$

avec  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  respectivement les matrices des masses, des amortissements et des rigidités,  $\{U\}(t)$  le vecteur déplacement de chaque étage et  $\{U_S''\}(t)$  le vecteur sollicitation.  $[M]$  est, dans ce cas, diagonale avec la masse  $m_i$  de chaque étage  $i$  sur sa diagonale.

Ce système linéaire est composé de  $N$  équations couplées. Pour le résoudre, il faut donc le rendre diagonal. On codiagonalise donc les matrices  $[K]$  et  $[M]$  et on supposera que  $[C]$  est diagonale dans la base trouvée. Les  $N$  valeurs propres  $\omega_k^2$  correspondent aux  $N$  vecteurs propres  $\{\Phi_k\}$  qui forment la base orthogonale  $[\Phi]$ . Ils vérifient :

$$\forall k \in [1, N] \begin{cases} \det([K] - \omega_k^2[M]) = 0 \\ [K]\{\Phi_k\} = \omega_k^2[M]\{\Phi_k\} \end{cases} \quad (2.3)$$

Le théorème spectral assure que la base modale trouvée permet d'écrire les solutions du système linéaire sous la forme :

$$\{U(t)\} = [\Phi]\{h\}(t) \quad (2.4)$$

L'équation devient :

$$[M](U_S''(t)\{1\} + [\Phi]\{h\}''(t)) + [C][\Phi]\{h\}(t) + [K][\Phi]\{h\}(t) = 0 \quad (2.5)$$

$\forall k \in [1, N]$ , on multiplie à gauche par  $\{\Phi_k\}^T$ , la déformée modale de chaque mode :

$$\{\Phi_k\}^T[M][\Phi]\{h\}''(t) + \{\Phi_k\}^T[C][\Phi]\{h\}(t) + \{\Phi_k\}^T[K][\Phi]\{h\}(t) = -U_S''(t)\{\Phi_k\}^T[M]\{1\} \quad (2.6)$$

Or la base  $[\Phi]$  est orthogonale, c'est-à-dire :

$$\forall j \in [1, N] \quad \forall k \in [1, N] \quad j \neq k \quad \{\Phi_k\}^T [M] \{\Phi_j\} = 0 \quad (2.7)$$

$$\{\Phi_k\}^T [K] \{\Phi_j\} = 0 \quad (2.8)$$

$$\{\Phi_k\}^T [C] \{\Phi_j\} = 0 \quad (2.9)$$

Donc il reste :

$$\forall k \in [1, N] \quad h_k''(t) + 2\xi_k \omega_k h_k'(t) + \omega_k^2 h_k(t) = -p_k U_S''(t) \quad (2.10)$$

avec  $\frac{\{\Phi_k\}^T [K] \{\Phi_k\}}{\{\Phi_k\}^T [M] \{\Phi_k\}} = \omega_k^2$  les pulsations propres,  $\frac{\{\Phi_k\}^T [C] \{\Phi_k\}}{\{\Phi_k\}^T [M] \{\Phi_k\}} = 2\xi_k \omega_k$ , où  $\xi_k$  est le taux d'amortissement visqueux du mode  $k$ ,  $\frac{\{\Phi_k\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi_k\}^T [M] \{\Phi_k\}} = p_k$  le facteur de participation du mode  $k$ . Ces  $N$  équations sont indépendantes et peuvent donc être résolues analytiquement. La solution pour  $h_k(0) = 0$  et  $h_k'(0) = 0$  est l'intégrale dite « de Duhamel » qui, pour  $\omega'_k = \omega_k \sqrt{1 - \xi_k^2}$ , s'écrit :

$$\forall k \in [1, N] \quad h_k(t) = \frac{-p_k}{\omega'_k} \int_0^t U_S''(\tau) e^{-\xi_k \omega_k (t-\tau)} \sin(\omega'_k (t-\tau)) d\tau \quad (2.11)$$

c'est-à-dire, si  $\otimes$  représente le produit de convolution :

$$\forall k \in [1, N] \quad h_k(t) = \frac{-p_k}{\omega'_k} U_S''(t) \otimes e^{-\xi_k \omega_k t} \sin(\omega'_k t) \quad (2.12)$$

Dans cette formulation et cette résolution des équations du mouvement, la réalité a été considérablement simplifiée en ce qui concerne l'amortissement. En effet, on a supposé que le mouvement était amorti de manière visqueuse (c'est à dire proportionnellement à sa vitesse) et constante dans le temps pour chaque mode. Or Dunand (2005) a montré que la répartition de l'amortissement dans les structures, qui vise à exprimer ses pertes d'énergie lors du mouvement, n'était pas simple (cf. § 1.3.7). L'amortissement n'a pas été étudié en détail dans ce travail.

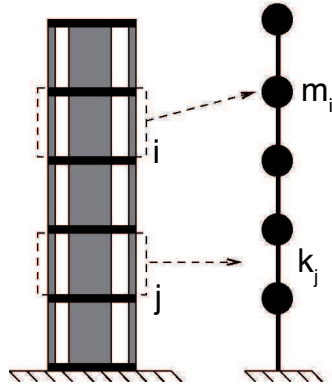
## Modèles de rigidité : flexion et cisaillement

Jusqu'ici, on a seulement supposé qu'il existait une relation de rigidité linéaire entre les étages, sans en expliciter la nature. Chaque terme  $k_{ij}$  de la matrice de rigidité est égal à la force qu'il faut appliquer à l'étage  $i$  pour maintenir son déplacement à zéro sous l'effet d'un déplacement de 1 appliqué à l'étage  $j$  (Clough et Penzien, 1993). Deux modèles simples sont généralement employés pour décrire cette relation. Le premier, le modèle cisaillement ou « brochette », correspond à la mise en série de masses  $m_i$  reliées par des ressorts sans masse, de constante de raideur  $k_i$  (fig. 2.1) : le déplacement d'une masse ne dépend que des déplacements de la masse précédente et de la masse suivante. Ce modèle est particulièrement adapté pour représenter les structures de type ossature en béton armé. Si l'on néglige les frottements, l'équation du mouvement s'écrit donc :

$$\forall i \in [2, N-1] \quad (V_i''(t) + U_S''(t))m_i - (V_{i+1}(t) - V_i(t))k_{i+1} + (V_i(t) - V_{i-1}(t))k_i = 0 \quad (2.13)$$

ce qui après réarrangement, donne pour la matrice  $[K]$  la forme :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \ddots & & \vdots \\ 0 & -k_3 & \ddots & \ddots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & \ddots & -k_{N-1} & 0 \\ \vdots & & \ddots & -k_{N-1} & k_{N-1} + k_N & -k_N \\ 0 & \dots & \dots & 0 & -k_N & k_N \end{bmatrix} \quad (2.14)$$



**Figure 2.1 :** Principe de la discrétisation d'un bâtiment en masses concentrées ( $m_i$ ) et tiges sans masse de rigidité  $k_i$  (brochette de cisaillement). D'après Dunand (2005). Lumped-mass model with masses  $m_i$  and stiffnesses  $k_i$ . From Dunand (2005).

Dans le cas particulier où les masses  $m_i$  et les rigidités  $k_i$  sont identiques à chaque étage, valant respectivement  $m$  et  $k$ , il existe une expression analytique des fréquences des résonances  $f_i$  et des déformées modales  $\Phi_{ij}$  (Hans, 2002) :

$$\begin{aligned} \forall i \in [1, N] \quad f_i &= \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{2i-1}{2N+1}\right) \\ \forall (i, j) \in [1, N]^2 \quad \Phi_{ij} &= \sin\left(j\pi \frac{2i-1}{2N+1}\right) \end{aligned} \quad (2.15)$$

Le rapport des fréquences de résonance à la première fréquence vaut :

$$\forall i \in [2, N] \quad \frac{f_i}{f_1} = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{2i-1}{2N+1}\right)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{1}{2N+1}\right)} \quad (2.16)$$

Si  $N$  est assez grand, les premiers rapports de fréquences peuvent donc s'écrire :

$$\frac{f_i}{f_1} \approx 2i - 1 \quad (2.17)$$

c'est-à-dire que les rapports de fréquences valent 3, 5, 7...

Le modèle flexion revient, quant à lui, à considérer une poutre console discretisée sur les  $N$  étages. Cette représentation n'est pas usuelle car, pour la poutre console, la position de chaque point dépend de celle de tous les autres, elle est donc plus souvent représentée par un modèle continu (cf. § 2.1.2). La poutre est repérée par un axe qui lui est parallèle ( $Ox$ ) et un axe qui lui

est perpendiculaire ( $Oy$ ). Ses caractéristiques sont : son module d'Young  $E$  et son inertie  $I$ . On suppose ici que le produit  $EI(x)$  est constant. En  $x_i$ , on applique une force  $F_i$  parallèlement à ( $Oy$ ). L'écriture du moment fléchissant  $M$  permet de lier la position  $\Phi(x)$  en tout point  $x \leq x_i$ , ou plutôt la courbure  $\Phi''(x)$ , à la force appliquée :

$$M = EI\Phi''(x) = (x_i - x)F_i \quad (2.18)$$

Après deux intégrations et l'application des conditions aux limites ( $\Phi(0) = 0$  et  $\Phi'(0) = 0$ ), on trouve

$$\Phi(x) = \frac{F_i}{6EI}x^2(3x_i - x) \quad (2.19)$$

Si l'on regarde en  $x \geq x_i$ , comme l'extrémité de la poutre est libre, le moment fléchissant est nul ( $\Phi''(x) = 0$ ) et l'on doit respecter la condition de continuité  $\Phi(x_i) = \frac{F_i x_i^3}{3EI}$ , d'où :

$$\Phi(x) = \frac{F_i}{6EI}x_i^2(3x - x_i) \quad (2.20)$$

On peut ainsi construire la matrice  $[\Gamma]$  qui en toute position  $x_i$  d'application de la force  $F_i$  donne le déplacement  $\Phi(x_j)$  à tout étage  $x_j$  :

$$\begin{cases} \Gamma_{ij} = \frac{x_j^2}{6EI}(3x_i - x_j) & \forall i \geq j \\ \Gamma_{ij} = \frac{x_i^2}{6EI}(3x_j - x_i) & \forall i < j \end{cases} \quad (2.21)$$

On a donc  $\{\Phi\} = \{F\}[\Gamma]$ . Par définition, la matrice de rigidité  $[K]$  est obtenue par l'application d'une force unitaire  $[K]\{\Phi\} = [Id]$ , soit finalement  $[K][\Gamma] = [Id]$ , c'est-à-dire que  $[K] = [\Gamma]^{-1}$ . La matrice de rigidité est donc déterminée grâce au paramètre  $EI(x)$  et à la position de chaque étage. Il est possible de considérer  $EI(x)$  constant par morceaux pour tenir compte d'irrégularités dans la structure. Le calcul correspondant a été réalisé précédemment (Michel, 2004).

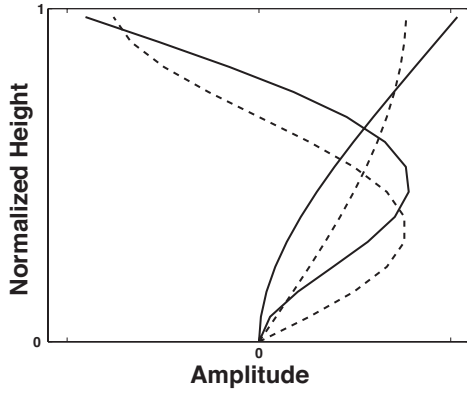
Le calcul des rapports des premières fréquences de résonance est réalisé pour le modèle continu au paragraphe 2.1.2. Ces rapports valent approximativement :

$$\forall i \in [2, N] \quad \frac{f_i}{f_1} \approx 0.7 \times (2i - 1)^2 \quad (2.22)$$

Les rapports entre les fréquences propres sont donc constants et caractéristiques du modèle flexion : 6.3, 17.5...

Ces modèles de rigidité présentent l'intérêt de reproduire, au premier ordre, le comportement dynamique des bâtiments simples. Il est possible de discriminer l'un ou l'autre en réalisant le rapport des premières fréquences propres. L'allure des déformées modales est également caractéristique de ces modèles comme le montre la figure 2.2. Dans la pratique, nous avons constaté que la plupart des bâtiments que nous avons étudiés (béton et maçonnerie) présentait un premier rapport de fréquences de l'ordre de 3, c'est-à-dire caractéristique du modèle cisaillement. Néanmoins, pour de nombreux bâtiments, ce rapport était un peu plus élevé (jusqu'à 4) et les déformées modales ressemblent plus à celles de la poutre de flexion qu'à celles de la poutre de cisaillement. Les deux effets, flexion et cisaillement, semblent en effet exister simultanément au sein d'une structure. Il est nécessaire d'étudier des modèles continus pour lesquels il est possible de les mettre simultanément en équation.





**Figure 2.2 :** Comparaison des deux premières déformées modales du modèle discret de poutre en flexion (trait plein) et du modèle discret de poutre en cisaillement (pointillés) à coefficients constants pour 13 degrés de liberté. Comparison between the two first modal shapes of the discrete bending beam model (solid line) and the discrete shear beam model (dashed lines) for 13 degrees of freedom.

### 2.1.2 Modèles continus : poutre en flexion et poutre de Timoshenko

#### Poutre continue en flexion

Les modèles discrets sont adaptés à la configuration des enregistrements *in situ* mais les modèles de poutres incluant la flexion sont, par nature, continus. Or, si le comportement en cisaillement est très présent dans les bâtiments réels comme l'atteste la plupart des mesures réalisées (cf. chapitre 4), la part de la flexion est importante aux vues de nombreuses déformées. L'équation de la dynamique de la poutre en flexion ou équation de Bernoulli, avec les mêmes conventions d'écriture qu'au paragraphe 2.1.1, s'écrit (Clough et Penzien, 1993) :

$$\frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} + \frac{m_l}{EI} \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.23)$$

avec  $m_l$  la masse linéique de la poutre. On cherche les solutions de cette équation dans la base modale, c'est-à-dire de la forme :

$$y(x, t) = \Phi(x)h(t) \quad (2.24)$$

On peut alors séparer les variables :

$$h(t) \frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4} + \frac{m_l}{EI} \Phi(x) \frac{\partial^2 h(t)}{\partial t^2} = 0 \quad (2.25)$$

$$\Leftrightarrow \frac{EI}{m_l} \frac{1}{\Phi(x)} \frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4} = -\frac{1}{h(t)} \frac{\partial^2 h(t)}{\partial t^2} = \omega^2 \quad (2.26)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \frac{\partial^2 h(t)}{\partial t^2} + \omega^2 h(t) = 0 \\ \frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4} - \left(\frac{\delta\pi}{2H}\right)^4 \Phi(x) = 0 \end{cases} \quad (2.27)$$

avec  $\delta = \frac{2H}{\pi} \sqrt[4]{\frac{m_l}{EI} \omega^2}$ . Les solutions de  $h$  sont de la forme :

$$h(t) = A_1 \cos(\omega t) + A_2 \sin(\omega t) \quad (2.28)$$

avec  $A_1$  et  $A_2$  dépendant des conditions initiales. Les solutions pour les déformées modales  $\Phi$  s'écrivent :

$$\Phi(x) = B_1 \cos\left(\delta \frac{\pi x}{2H}\right) + B_2 \sin\left(\delta \frac{\pi x}{2H}\right) + B_3 \cosh\left(\delta \frac{\pi x}{2H}\right) + B_4 \sinh\left(\delta \frac{\pi x}{2H}\right) \quad (2.29)$$

avec  $B_1, B_2, B_3$  et  $B_4$  représentant des conditions d'appui de la poutre. Pour une poutre console, le déplacement est nul à la base  $\Phi(0) = 0$ , la rotation également  $\Phi'(0) = 0$ . Au sommet  $H$ , la poutre est libre donc le moment fléchissant est nul  $\Phi''(H) = -\frac{M(H)}{EI} = 0$  et l'effort tranchant également  $\Phi'''(H) = \frac{T(H)}{EI} = 0$ . On en déduit que le paramètre  $\delta$  vérifie l'équation :

$$1 + \cos\left(\delta\frac{\pi}{2}\right)ch\left(\delta\frac{\pi}{2}\right) = 0 \quad (2.30)$$

Cette équation admet une suite de solutions dont les valeurs approchées sont :

$$\delta_1 \approx 1.194 \quad (2.31)$$

$$\delta_2 \approx 2.988 \quad (2.32)$$

$$\forall k \geq 3 \quad \delta_k \approx 2k - 1 \quad (2.33)$$

Les pulsations propres  $\omega_k$  s'écrivent alors :

$$\omega_1 \approx \left(\frac{1.194 \times \pi}{2H}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m_l}} \quad (2.34)$$

$$\forall k \geq 2 \quad \omega_k \approx \left(\frac{(2k-1)\pi}{2H}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{m_l}} \quad (2.35)$$

On en déduit également les déformées  $\Phi_k(x)$  associées aux pulsations propres  $\omega_k$  :

$$\begin{aligned} \Phi_k(x) = & \left( sh\left(\delta_k\frac{\pi}{2}\right) + sin\left(\delta_k\frac{\pi}{2}\right) \right) \left( ch\left(\delta_k\frac{\pi x}{2H}\right) - cos\left(\delta_k\frac{\pi x}{2H}\right) \right) \\ & - \left( ch\left(\delta_k\frac{\pi}{2}\right) + cos\left(\delta_k\frac{\pi}{2}\right) \right) \left( sh\left(\delta_k\frac{\pi x}{2H}\right) - sin\left(\delta_k\frac{\pi x}{2H}\right) \right) \end{aligned} \quad (2.36)$$

Par ailleurs, les rapports des fréquences de résonance à la première fréquence propre s'écrivent :

$$\forall k \geq 2 \quad \frac{f_k}{f_1} = \frac{\delta_k^2}{\delta_1^2} = \frac{(2k-1)^2}{1.194^2} = 0.701 \times (2k-1)^2 \quad (2.37)$$

Les modèles simples de la poutre en flexion et de la poutre en cisaillement sont donc caractérisés par leurs rapports de fréquences qui valent respectivement 6.3, 17.5, 34.3... et 3, 5, 7... Du fait de la rigidité comparable des planchers et des murs, ni la composante en flexion, ni la composante en cisaillement ne dominent le comportement des structures. La poutre continue de Timoshenko tient compte de ces deux types de comportement et permet une modélisation plus pertinente des bâtiments.

## Poutre de Timoshenko

Le déplacement horizontal de la poutre de Timoshenko est gouverné par une composante en flexion caractérisée par la rigidité en flexion  $EI$  et une composante en cisaillement caractérisée par la rigidité en cisaillement  $K$ . Après écriture de la solution dans la base modale (équation 2.24) et séparation des variables comme pour l'équation 2.27, l'équation pour les déformées  $\Phi$  s'écrit (Hans, 2002) :

$$EI \frac{\partial^4 \Phi(x)}{\partial x^4} + \frac{EI}{K} m_l \omega^2 \frac{\partial^2 \Phi(x)}{\partial x^2} - m_l \omega^2 \Phi(x) = 0 \quad (2.38)$$

La solution générale de cette équation s'écrit :

$$\Phi(x) = B_1 \cos\left(\delta \frac{\pi x}{2H}\right) + B_2 \sin\left(\delta \frac{\pi x}{2H}\right) + B_3 \operatorname{ch}\left(\gamma \frac{\pi x}{2H}\right) + B_4 \operatorname{sh}\left(\gamma \frac{\pi x}{2H}\right) \quad (2.39)$$

Comme pour la poutre en flexion (équation 2.29),  $B_1$ ,  $B_2$ ,  $B_3$  et  $B_4$  dépendent des conditions d'appui de la poutre et  $\delta$  et  $\gamma$  sont définis par :

$$\delta^2 \gamma^2 = \frac{16m_l \omega^2 H^4}{\pi^4 EI} \quad (2.40)$$

$$\delta^2 - \gamma^2 = \frac{4m_l \omega^2 H^2}{\pi^2 K} \quad (2.41)$$

Dès lors, on peut définir un paramètre adimensionnel  $C$  qui caractérise les effets de la flexion par rapport à ceux du cisaillement :

$$C = \frac{EI\pi^2}{4KH^2} \quad (2.42)$$

Ce paramètre est caractéristique du système structural et sa détermination pour un bâtiment donné est donc une information très intéressante pour comprendre son comportement dynamique.

On relie alors directement le paramètre  $\gamma$  au paramètre  $\delta$ , seul paramètre libre :

$$\gamma = \frac{\delta}{\sqrt{1 + C\delta^2}} \quad (2.43)$$

Comme pour la flexion, on utilise les conditions aux limites de la poutre console pour déterminer  $B_1$ ,  $B_2$ ,  $B_3$  et  $B_4$  et on trouve que le paramètre  $\delta$  est la solution de l'équation :

$$\begin{aligned} & 2 \left[ 1 + \cos\left(\delta \frac{\pi}{2}\right) \operatorname{ch}\left(\frac{\delta}{\sqrt{1 + C\delta^2}} \frac{\pi}{2}\right) \right] \frac{\delta^4}{1 + C\delta^2} \\ & - \sin\left(\delta \frac{\pi}{2}\right) \operatorname{sh}\left(\frac{\delta}{\sqrt{1 + C\delta^2}} \frac{\pi}{2}\right) C \frac{\delta^6}{(1 + C\delta^2)^{3/2}} \\ & + \cos\left(\delta \frac{\pi}{2}\right) \operatorname{ch}\left(\frac{\delta}{\sqrt{1 + C\delta^2}} \frac{\pi}{2}\right) C^2 \frac{\delta^8}{(1 + C\delta^2)^2} = 0 \end{aligned} \quad (2.44)$$

Pour tout  $C$ , il existe une suite de solutions  $\delta_k$  qui vérifient cette équation. Cette suite n'est pas simple sauf pour les cas particuliers où  $C \rightarrow 0$ , auquel cas on retrouve l'équation 2.30 relative à la flexion, et où  $C \rightarrow \infty$  pour lequel l'équation se transforme en  $\cos\left(\delta \frac{\pi}{2}\right) = 0$ , c'est-à-dire  $\delta_k = 2k - 1$   $k \in \mathbb{N}$ , soit le cas du cisaillement pur (cf. § 2.1.1). Dans le cas général, cette équation est donc résolue numériquement. Les pulsations propres  $\omega_k$  correspondant aux résultats  $\delta_k$  valent :

$$\omega_k = \frac{\delta_k^2}{\sqrt{\frac{16m_l H^4}{\pi^4 EI} + \delta_k^2 \frac{4m_l H^2}{\pi^2 K}}} = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{K}{m_l}} \frac{\delta_k^2 \sqrt{C}}{\sqrt{1 + \delta_k^2 C}} \quad (2.45)$$

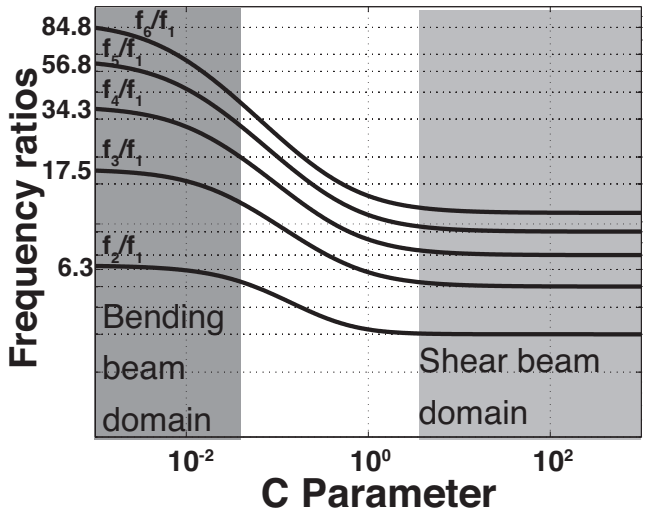
Les déformées correspondantes sont :

$$\begin{aligned} \Phi_k(x) = & \frac{\delta_k^4}{1 + C\delta_k^2} \left( \frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \operatorname{sh} \left( \frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi}{2} \right) + \delta_k \sin \left( \delta_k \frac{\pi}{2} \right) \right) \\ & \left( \operatorname{ch} \left( \frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi x}{2H} \right) - \cos \left( \delta_k \frac{\pi x}{2H} \right) \right) \\ & - \left( \delta_k^2 \operatorname{ch} \left( \frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi}{2} \right) + \frac{\delta_k^2}{1 + C\delta_k^2} \cos \left( \delta_k \frac{\pi}{2} \right) \right) \\ & \left( \frac{\delta_k^3}{(1 + C\delta_k^2)^{3/2}} \operatorname{sh} \left( \frac{\delta_k}{\sqrt{1 + C\delta_k^2}} \frac{\pi x}{2H} \right) - \delta_k^3 \sin \left( \delta_k \frac{\pi x}{2H} \right) \right) \end{aligned} \quad (2.46)$$

Les rapports des fréquences de résonance à la première fréquence propre s'écrivent donc :

$$\frac{f_k}{f_1} = \frac{\delta_k^2}{\delta_1^2} \frac{\sqrt{1 + \delta_1^2 C}}{\sqrt{1 + \delta_k^2 C}} \quad (2.47)$$

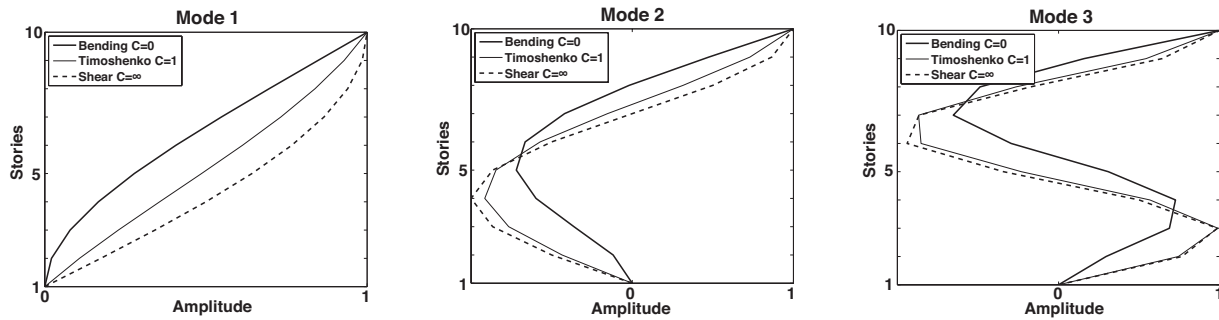
On a représenté ces rapports figure 2.3. Les courbes  $f_k/f_1$  sont injectives et bornées entre le cas  $C \rightarrow 0$  (6.3 pour  $f_2/f_1$ ) qui correspond à la flexion pure et le cas  $C \rightarrow \infty$  (3 pour  $f_2/f_1$ ) qui correspond au cisaillement pur. On considérera que la structure est en flexion pour  $C < 0.05$  et en cisaillement pour  $C > 5$  (Boutin et al., 2005). Les trois premières déformées modales de poutres de Timoshenko de paramètres  $C = 0$  (flexion),  $C = 1$  (rigidités de flexion et cisaillement égales) et  $C = \infty$  (cisaillement) sont présentées figure 2.4. On constate que lorsque  $C = 1$ , la première déformée est proche d'une droite alors que pour les modes supérieurs, elle se rapproche de la poutre en cisaillement.



**Figure 2.3 :** Rapports des fréquences propres des modes supérieurs à la première fréquence propre en fonction du paramètre adimensionnel  $C$  pour une poutre continue de Timoshenko. Les cas flexion et cisaillement sont les cas limites de ce modèle de poutre. Frequency ratio as a function of the dimensionless parameter  $C$  for a continuous Timoshenko beam. The limits of this beam model are the bending and shear beam models.

## 2.2 Utilisation des paramètres modaux déterminés par les enregistrements *in situ*

La réponse d'une structure est avant tout dirigée par ses fréquences propres (amplitude, phase, durée...). Quel que soit le modèle choisi, il ne pourra pas représenter la dynamique de



**Figure 2.4 :** Comparaison des déformées modales de trois poutres de Timoshenko de 10 « étages » ( $C = 0$ ,  $C = 1$  et  $C = \infty$ ) pour les trois premiers modes (de gauche à droite). Three first modes of three Timoshenko beams of 10 "stories" for  $C = 0$ ,  $C = 1$  and  $C = \infty$ .

la structure si sa première fréquence propre n'est pas bien reproduite. L'amortissement a un effet sur l'amplitude de la réponse, il est donc également crucial de bien le déterminer.

La déformée modale permet, quant à elle, de déterminer comment se répartit la sollicitation dans la structure. Housner et Brady (1963) écrivent : « *Despite the various difficulties associated with calculating and using the period, it is still the case that the natural period of vibration is the single most informative fact about the internal structure of a building. [...] It should be noted, however, that the period of vibration by itself is not always a good indicator of the shear forces developed during an earthquake. Two structures having the same distribution of mass and the same fundamental period may experience shear forces of appreciably different magnitudes if the internal structures (mode shapes) are different.* » Comme on l'a vu au paragraphe 2.1.2, les déformations inter-étages d'une poutre en cisaillement et d'une poutre en flexion sont très différentes. Dans la réalité, la répartition est encore plus complexe et si elle est bien déterminée expérimentalement, la déformée modale est un outil précieux pour connaître l'allure générale de la répartition des déformations et détecter d'éventuels défauts dans une structure, comme des irrégularités verticales de rigidité (transparence).

Il est possible de calculer ces paramètres modaux à partir, par exemple, des paramètres physiques de modèles de poutre ( $K$ ,  $E$ ,  $I$ ,  $m_i \dots$ ), eux-même estimés à partir des plans et de la connaissance des matériaux utilisés. Cependant, ce calcul nécessite d'intégrer de nombreux effets qui sont mal connus comme le vieillissement, la participation d'éléments non structuraux, les incertitudes sur les plans, sur les matériaux utilisés... A l'opposé, les paramètres modaux obtenus par analyse modale sur des enregistrements de vibrations ambiantes intègrent naturellement ces effets. Ils permettent de calculer la réponse linéaire de la structure et de remonter aux paramètres physiques d'un modèle de poutre, par exemple.

### 2.2.1 Poutre de Timoshenko

La poutre de Timoshenko (cf. § 2.1.2) est une représentation permettant de composer le comportement en flexion et le comportement en cisaillement d'une structure. La figure 2.3 montre que le coefficient  $C$  peut être déterminé par le seul rapport  $f_2/f_1$ . Boutin et al. (2005) ont trouvé une bonne cohérence entre les valeurs de  $C$  déterminées par les paramètres struc-

turaux déduits des plans de bâtiments et celles déterminées à partir des fréquences. Selon ces auteurs, l'utilisation des fréquences permet une meilleure estimation de ce paramètre pour le bâti existant. Le paramètre  $C$  et la première fréquence propre  $f_1$  suffisent donc à calculer toute la poutre. Il est alors possible de déterminer le mouvement du bâtiment pour une sollicitation donnée. Dans le cas où on n'a pas réalisé assez de mesures pour déterminer une déformée modale, ce modèle de poutre peut donc être utilisé. Nous en verrons des applications à la partie 3.1.

### 2.2.2 Modèle modal

Pour une sollicitation donnée  $U_S(t)$ , la réponse dynamique  $U^{tot}(t)$  d'un modèle de poutre 1D discret (cf. § 2.1.1) est donnée par l'équation 2.11 dite « de Duhamel » :

$$\begin{aligned} \{U^{tot}(t)\} &= \{U_S(t)\} + \{U(t)\} \\ \{U(t)\} &= [\Phi]\{h\}(t) \\ \forall k \in [1, N] \quad h_k(t) &= \frac{-p_k}{\omega'_k} \int_0^t U_S''(\tau) e^{-\xi_k \omega_k (t-\tau)} \sin(\omega'_k (t-\tau)) d\tau \end{aligned}$$

Elle ne nécessite que la connaissance des paramètres modaux (fréquences, amortissements et déformées modales) et du coefficient de participation. C'est ce coefficient qui détermine l'amplitude de chaque mode dans la réponse de la structure. Lorsque la sollicitation est contrôlée (*Input-Output Modal Analysis*), ce coefficient est directement obtenu par les enregistrements. Dans le cas des vibrations ambiantes, le modèle discret permet une estimation pertinente du coefficient de participation à condition de faire une hypothèse sur les masses des étages. On peut noter que si la masse des étages est supposée constante, les coefficients de participation  $p_k$  de chaque mode  $k$  ne dépendent plus de la masse et s'écrivent :

$$p_k = \frac{\{\Phi_k\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi_k\}^T [M] \{\Phi_k\}} = \frac{\sum_{i=1}^N \Phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N \Phi_{ij}^2} \quad (2.48)$$

On nomme le modèle de la structure ainsi obtenu « modèle modal ». Deux hypothèses sous-tendent ce modèle : la linéarité du système et le fait que le système puisse être restreint aux degrés de liberté considérés, c'est-à-dire 3 degrés de liberté par étages (en pratique seuls les 2 degrés de liberté horizontaux sont pertinents). Aucune autre hypothèse n'est faite sur la répartition des rigidités (flexion, cisaillement ou comportement couplé) de la structure.

L'hypothèse de linéarité est généralement faite dans la littérature dans le niveau de sollicitation qui nous intéresse, c'est-à-dire avant la limite élastique. Cela sera justifié au paragraphe 3.3.7. Les modèles les plus performants proposent un nombre de degrés de liberté bien plus important, incluant les différentes parties de la structure (poteaux, murs, voire remplissages...). Cependant, lorsqu'on ajoute de la complexité, il faut également ajouter de l'information *a priori*. La calibration du modèle par inversion des paramètres physiques grâce aux paramètres modaux mesurés s'appelle le *model updating* (Teughels, 2003). Le nombre de paramètres mesurés limite

le nombre de paramètres que l'on peut inverser. Par exemple, si l'on a mesuré uniquement la première fréquence propre, on ne pourra pas calibrer plus d'un paramètre, la rigidité  $EI$  d'une poutre en flexion, par exemple. Avec cette même première fréquence de résonance, si l'on veut calibrer un modèle éléments finis, il restera inévitablement de nombreux paramètres issus d'une connaissance *a priori* (modules d'Young des éléments identiques...).

Dans le cadre de ce travail, on suppose que l'on a le moins d'informations possible sur la structure, car on se place dans la problématique du bâti existant. On se limite également sur le nombre de points de mesure par bâtiment dans une problématique grande échelle. Ce modèle est validé par des enregistrements réels aux parties 3.2 et 3.3.

### 2.2.3 Estimation des rigidités

#### Régularité en plan

Les premières fréquences de résonance représentent la rigidité de la structure en rapport à sa masse. Pour un oscillateur à un degré de liberté, on a en effet  $f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$ . En particulier, le rapport entre les premières fréquences propres estimées dans les directions longitudinale (L) et transversale (T) d'un bâtiment est lié au rapport des rigidités dans ces deux directions :

$$\left(\frac{f_T}{f_L}\right)^2 \approx \frac{K_T}{K_L} \quad (2.49)$$

Ce rapport participe donc à l'estimation de la régularité en plan de la structure.

#### Régularité en élévation

Pour étudier la régularité en élévation d'un bâtiment, on peut avoir recours aux déformées modales. Bien que relevées dès 1936 par Carder (1936a), les déformées modales ont été assez peu utilisées en génie parasismique.

Récemment, le *model updating* (Teughels, 2003), utilisé à la fois pour calibrer des modèles et détecter de l'endommagement, s'est considérablement développé dans le domaine du génie civil. Son principe est d'inverser les paramètres modaux (fréquences et déformées) obtenus par l'analyse modale en paramètres physiques d'un modèle éléments finis (modules d'Young). Comme pour tout processus d'inversion, il faut d'abord choisir les paramètres à inverser, sachant qu'il ne seront pas tous assez sensibles aux variations des observables (les paramètres modaux dans notre cas). La deuxième étape est de choisir une fonction coût qui sera l'écart entre les paramètres observés et les paramètres calculés. Enfin il faut choisir un algorithme permettant de minimiser cette fonction coût. Si la théorie est prête pour utiliser n'importe quel paramètre modal, un problème pratique se pose pour l'utilisation des déformées. Dans le cas où le problème direct est écrit en éléments finis, la détermination des paramètres physiques intéressants (le module d'Young en général) passe par l'évaluation de la courbure  $\Phi''$  de la déformée modale. Or, la densité de points que nous avons généralement employée pour les mesures ne permet pas

une telle évaluation par les mesures seules. Cela constitue l'une des difficultés de la détection d'endommagement. En particulier Ivanovic et al. (2000a) n'ont pas pu localiser les parties endommagées d'un bâtiment soumis au séisme de Northridge car la qualité des déformées modales obtenues par leurs enregistrements (3 min seulement) ne permettait pas ce calcul alors qu'il avaient réalisé des enregistrements en un grand nombre de points.

Si on suppose un modèle simple de poutre comme présenté précédemment, l'inversion des paramètres physiques du modèle à partir des mesures n'est pas forcément simple. Dans le cas de la « brochette » de cisaillement, un calcul analytique peut être mené. L'équation aux valeurs propres de  $[K]$  et  $[M]$  s'écrit :

$$[K]\{\Phi_j\} = \lambda_j[M]\{\Phi_j\} \quad (2.50)$$

où  $[K]$  est de la forme de l'équation 2.14 et  $[M]$  est diagonale. On peut réarranger le système pour l'écrire en  $\{k_j\}$ , les  $N$  coefficients indépendants de la matrice  $[K]$ . On trouve le système linéaire suivant :

$$\begin{bmatrix} \Phi_{1j} & (\Phi_{1j} - \Phi_{2j}) & 0 & \dots & 0 \\ 0 & (\Phi_{2j} - \Phi_{1j}) & (\Phi_{2j} - \Phi_{3j}) & 0 & \vdots \\ \vdots & 0 & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & & \ddots & \ddots & (\Phi_{(n-1)j} - \Phi_{nj}) \\ 0 & \dots & \dots & 0 & (\Phi_{nj} - \Phi_{(n-1)j}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_1 \\ k_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ k_n \end{bmatrix} = \lambda_j[M] \begin{bmatrix} \Phi_{1j} \\ \Phi_{2j} \\ \vdots \\ \vdots \\ \Phi_{nj} \end{bmatrix} \quad (2.51)$$

$$\text{d'où} \begin{bmatrix} k_1 \\ k_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ k_n \end{bmatrix} = \lambda_j \begin{bmatrix} \frac{1}{\Phi_{1j}} & \frac{1}{\Phi_{1j}} & \frac{1}{\Phi_{1j}} & \dots & \frac{1}{\Phi_{1j}} \\ 0 & \frac{1}{\Phi_{2j} - \Phi_{1j}} & \frac{1}{\Phi_{2j} - \Phi_{1j}} & \dots & \frac{1}{\Phi_{2j} - \Phi_{1j}} \\ \vdots & 0 & \ddots & \ddots & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \ddots & 1 \\ 0 & \dots & \dots & 0 & \frac{1}{\Phi_{(n-1)j} - \Phi_{(n-2)j}} \\ & & & & \frac{1}{\Phi_{nj} - \Phi_{(n-1)j}} \end{bmatrix} [M] \begin{bmatrix} \Phi_{1j} \\ \Phi_{2j} \\ \vdots \\ \vdots \\ \Phi_{nj} \end{bmatrix} \quad (2.52)$$

On en déduit la formule analytique :

$$\forall i \in [1, N] \quad k_i = \frac{\omega_j^2}{\Phi_{ij} - \Phi_{(i-1)j}} \sum_{k=i}^N m_k \Phi_{kj} \quad (2.53)$$

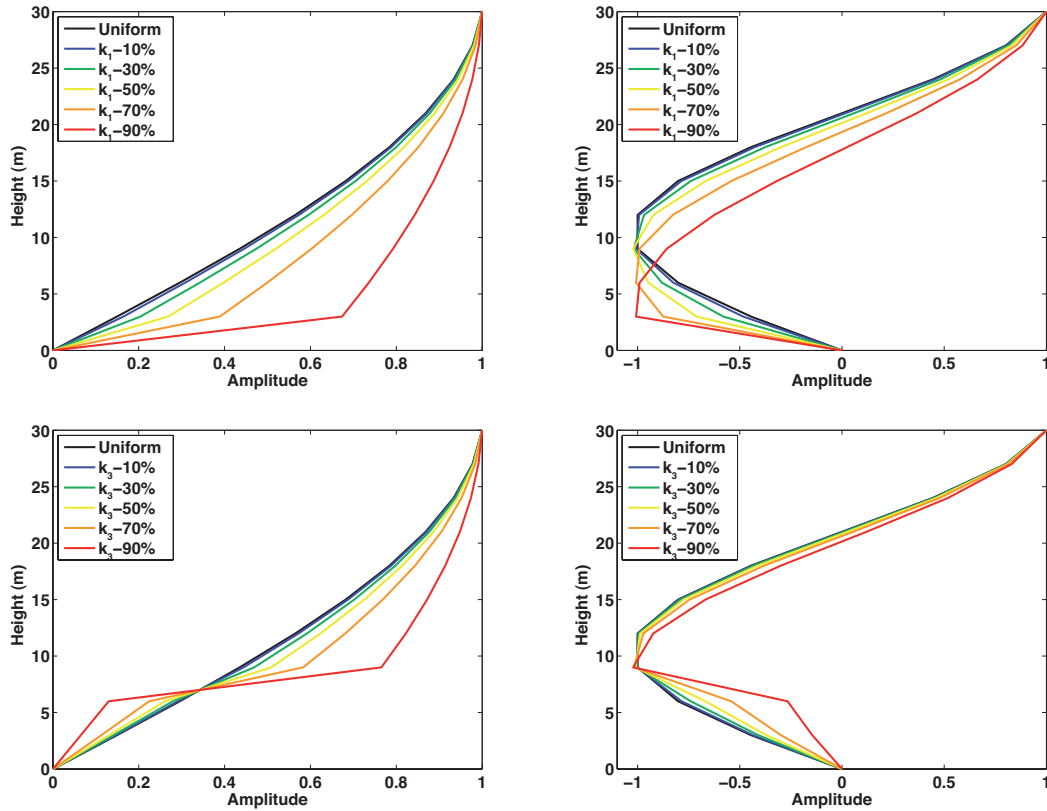
avec  $\Phi_{0j} = 0$ . Cette formule avait déjà été proposée par Nielsen (1964) mais vraisemblablement jamais utilisée depuis. Elle est également à rapprocher de la formule proposée par Kanai (1950). De nombreux bâtiments ont pourtant un comportement où le cisaillement domine. Il est alors possible de déterminer de graves défauts dans une structure (cf. partie 3.2). On peut calculer la propagation de l'incertitude sur les paramètres modaux (mais pas sur le modèle choisi) par la formule :

$$\forall i \in [1, N] \quad \frac{\Delta k_i}{k_i} = \frac{2\Delta\omega_j}{\omega_j} + \frac{\Delta m}{m} + \Delta\Phi_j \left( \frac{2}{|\Phi_{ij} - \Phi_{(i-1)j}|} + \frac{N - i + 1}{\sum_{k=i}^N \Phi_{kj}} \right) \quad (2.54)$$



en supposant que la masse ainsi que l'incertitude sur les points d'une déformée sur sa hauteur  $\Delta\Phi$  sont constantes. L'équation 2.53 montre qu'un seul mode permet d'obtenir la répartition des rigidités  $k_i$ . Cependant, il est clair que dans les parties de la déformée présentant un ventre, c'est-à-dire où  $\Phi_{ij} - \Phi_{(i-1)j} \approx 0$ , l'incertitude sur  $k_i$  sera très importante (équation 2.54). Ainsi, le premier mode ne permettra pas de résoudre le haut de la structure, le second présentera des incertitudes importantes au centre, etc.

La figure 2.5 montre, dans le cas d'une brochette de cisaillement théorique, l'effet d'une perte de rigidité à différents étages sur les déformées modales. Il faut noter qu'avant tout, c'est la fréquence qui est affectée par cette perte. Comme la diagonalisation de la matrice  $K$  est une opération linéaire, une perte de rigidité de 10% entraîne une variation du même ordre de grandeur pour la position du premier point de la déformée. Si l'on considère que la précision sur les points de la déformée modale expérimentale est de 10%, on pourra détecter toute perte de rigidité supérieure à cette valeur, en supposant que la structure suit un modèle cisaillement.



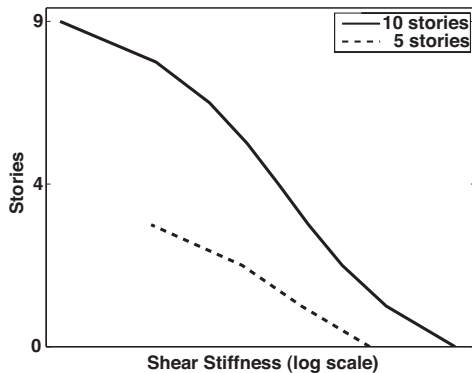
**Figure 2.5 :** Effet d'une perte de rigidité au premier (en haut) et au troisième (en bas) étage sur les première (à gauche) et deuxième (à droite) déformées modales d'une brochette de cisaillement de 10 étages, avec des masses et des rigidités identiques par ailleurs. Effect of a loss of stiffness at the first (top) and third (bottom) floor on the first (left) and second (right) modal shapes of a shear beam of 10 degrees of freedom, with all other masses and stiffnesses constant.

Dans la première déformée modale d'une structure, si l'amplitude d'un étage est inférieure à celle de l'étage précédent, cela ne peut être expliqué par aucun modèle de poutre et la formule

2.53 donnera une valeur négative. Dans ce cas, il s'agira sans doute d'une erreur dans la déformée expérimentale. En dehors de ce cas, le modèle cisaillement donne une valeur de rigidité à chaque étage, y compris si l'on a affaire à une poutre en flexion.

Pour cette dernière, l'inversion avec le modèle cisaillement donnera une rigidité forte en bas et plus faible en haut (fig. 2.6), alors qu'elle est constante en réalité. C'est sans doute en partie ce qui se passe pour les déformées réelles pour lesquelles on constate qu'elles décroissent avec la hauteur de manière assez linéaire. Pour les bâtiments dont la déformée est plutôt en cisaillement, la décroissance avec la hauteur dans l'inversion en rigidité est moins marquée. On pourra repérer facilement un défaut à un étage si la rigidité calculée à cet étage est inférieure à celle calculée à l'étage du dessus. On manquera ainsi moins de défauts que pour les déformées qui ont un comportement plutôt en flexion.

Un autre effet dû à l'incertitude sur le modèle utilisé est que selon le nombre d'étages, l'amplitude calculée ne sera pas la bonne : la figure 2.6 montre que pour un modèle flexion avec des rigidités identiques, l'inversion du modèle avec moins d'étages donne une rigidité inférieure à celle du modèle avec plus d'étages. Là encore cette incertitude sur le modèle explique une partie des variations observées dans la réalité. On n'interprétera donc pas les valeurs absolues de rigidité entre bâtiments.



**Figure 2.6 :** *Calcul des rigidités à chaque étage en supposant un modèle de rigidité en cisaillement (Eq. 2.53) pour deux modèles synthétiques de poutres en flexion de 5 et 10 étages ayant la même rigidité, constante sur les étages. Cette figure montre le biais dans les rigidités calculées avec la formule 2.53 lorsqu'il existe une composante en flexion dans la déformée modale étudiée. Ce biais est d'origine épistémique et ne peut être quantifier.* Stiffness computation at each story assuming a shear beam model (Eq. 2.53) for two bending beams of 5 and 10 stories with the same constant stiffness. This figure shows how the stiffness computation is biased using equation 2.53 if a bending component exists in the studied modal shape. This bias has an epistemic origin so that it cannot be quantified.



## Chapitre 3

# Application à des cas réels et pertinence du modèle linéaire

### 3.1 Modélisation de cinq bâtiments par des poutres de Timoshenko

A la fin des années 1960, la ville de Grenoble, pour répondre à une augmentation rapide de la population, a commencé à construire des immeubles de grande hauteur. En particulier, les trois tours de l’Ile Verte, construites entre 1963 et 1967, étaient les plus hautes d’Europe à cette époque (100 m de haut). Le nouvel Hôtel de Ville de Grenoble, construit en 1967, les Tours ARPEJ sur le campus universitaire ou encore la cité Malherbe ont toutes été construites à la même époque, vraisemblablement avec des procédés de construction assez similaires (fig. 3.1). Ces bâtiments hauts subissent des vibrations ambiantes d’amplitudes assez importantes qui permettent une analyse modale aisée et précise. Pour les modéliser, nous proposons d’utiliser un modèle de poutre, la poutre de Timoshenko, qui tient compte à la fois du cisaillement dû au mouvement des planchers rigides en béton armé et de la flexion des murs voiles en béton armé qui composent généralement ces structures. La seule connaissance des deux premières fréquences propres d’une structure réelle permet de déterminer la poutre de Timoshenko qui la représente le mieux. Nous avons comparé ce modèle aux paramètres modaux déterminés expérimentalement par *Frequency Domain Decomposition* (Brincker et al., 2001c) sous vibrations ambiantes.

#### 3.1.1 Présentation des bâtiments

La Tour Mont-Blanc (MB) est la tour centrale des trois tours de l’Ile Verte. C’est un bâtiment de 30 étages (un étage technique au dessus de rez-de-chaussée, 28 étages d’habitations et un dernier étage avec une salle de réunion) et 2 sous-sols construit en 1967. Sa forme est en losange de dimensions  $20 \times 40$  m. Sa structure est en murs voiles en béton armé transversaux entretoisés par deux voiles longitudinaux (fig. 3.2). Les loggias en façade des étages d’habitation



**Figure 3.1** : Les bâtiments étudiés, de gauche à droite : la Tour Mont-Blanc, les Tours jumelles ARPEJ, l'immeuble 7 rue Paul Claudel et l'Hôtel de Ville de Grenoble. The studied buildings (from left to right) : Mont-Blanc Tower, the ARPEJ Twin Towers, the building 7 P. Claudel Street and the Grenoble City Hall.

sont alternées entre étages pairs et impairs.

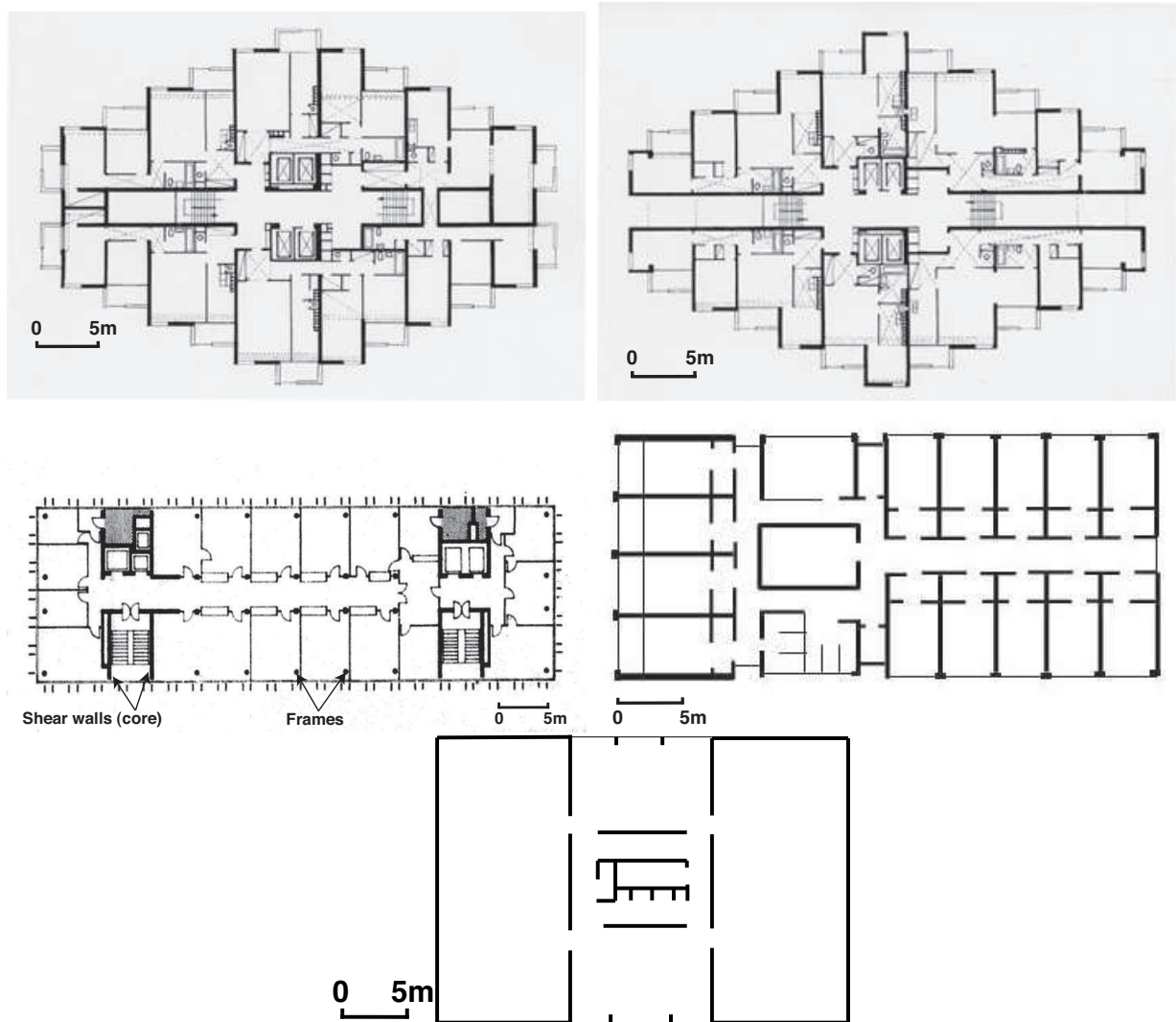
Les Tours ARPEJ I et II (A1 et A2) sont des tours jumelles de 16 étages (dont un entre-sol technique) du campus universitaire de Grenoble à St-Martin d'Hères (fig. 3.2). Leur structure est une ossature de béton armé complétée avec des murs voiles transversaux aux extrémités et au niveau des éléments verticaux des tours (ascenseurs, cage d'escalier). Le sol de fondation étant de mauvaise qualité, cette structure est réalisée sur des fondations profondes (pieux).

La tour du 7 rue Paul Claudel (7PC), dans la cité Malherbe, est une tour de 11 étages de  $20 \times 30$  m. Sa structure est composée de murs voiles répartis symétriquement, complétés par des poteaux en béton armé.

L'Hôtel de Ville de Grenoble (HV) est une structure en béton armé isolée construite en 1967 (fig. 3.2). Sa tour a pour dimensions 44 m de long par 13 m de large pour une hauteur de 52 m. Elle comporte une plate-forme d'une portée de 23 m en béton précontraint au troisième étage, au dessus de la toiture du bâtiment bas. Cette plate-forme s'appuie sur deux noyaux en murs voiles de béton armé contenant les liaisons verticales de la tour (escaliers, ascenseurs, gaines techniques...). Le reste de la structure est formé d'une ossature en béton armé avec des poutres longitudinales soutenant les planchers, eux-mêmes en béton armé (fig. 3.2). La façade vitrée est fixée par une ossature métallique légère. Le système de fondation est formé de pieux, profondément ancrés dans une couche compacte de sable et de graviers. Cette structure est par ailleurs instrumentée de manière permanente (cf. partie 3.3).

### 3.1.2 Enregistrements et analyse modale

Des enregistrements de vibrations ambiantes ont été réalisés dans ces 5 bâtiments avec une station Cityshark II (Châtelain et al., 2000) et 6 capteurs Lennartz 3D 5s (cf. § 1.2.2). Des jeux de données de 15 min ont été enregistrés la plupart du temps dans la cage d'escalier (1 capteur



**Figure 3.2 :** *En haut : Plan des étages pairs (à gauche) et impairs (à droite) de la Tour Mont-Blanc ; Au centre : plan d'étage courant de l'Hôtel de Ville de Grenoble (à gauche) et des Tours ARPEJ (à droite) ; En bas : plan d'étage courant du 7 rue P. Claudel.* Top : plan of the even (left) and odd (right) stories of Mont-Blanc Tower ; Centre : plan of the stories of the Grenoble City Hall (left) and of the ARPEJ towers (right) ; Bottom : plan of the stories of the 7 P. Claudel Street.

par étage), mais aussi dans toute la structure en ce qui concerne l'Hôtel de Ville. Le tableau suivant indique le nombre de points enregistrés des différents bâtiments :

Bâtiment	MB	A1	A2	7PC	HV
Nombre de points	15	17	17	10	35

L'analyse modale de ces bâtiments a été réalisée par *Frequency Domain Decomposition* (cf. § 1.3.5), une méthode qui permet une décomposition précise des modes même s'ils sont proches. Pour la Tour Mont-Blanc, les 6 premiers modes de flexion transversale et les 3 premiers modes de flexion longitudinale ont été déterminés. De même, les 3 premiers modes dans chaque direction des Tours ARPEJ et les deux premiers fréquences dans chaque direction du 7 rue P. Claudel ont été trouvés. Pour l'Hôtel de Ville, nous n'avons conservé qu'une partie 1D des résultats de l'analyse modale pour cette étude, pour conserver une géométrie 1D homogène pour tous les bâtiments. Seul le premier mode de flexion transversale, les deux premiers modes de flexion longitudinale et les deux premiers modes de torsion ont pu être déterminés.

	Dir.	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$f_3$ (Hz)	$f_4$ (Hz)	$f_5$ (Hz)	$f_6$ (Hz)
Tour Mont-Blanc	Trans.	$0.653 \pm 0.003$	$2.71 \pm 0.05$	$5.9 \pm 0.1$	$9.2 \pm 0.2$	$13.5 \pm 0.3$	$17 \pm 0.4$
	Long.	$0.845 \pm 0.003$	$3.26 \pm 0.01$	$6.9 \pm 0.4$			
Tour ARPEJ I	Trans.	$1.15 \pm 0.01$	$4.53 \pm 0.02$	$9.09 \pm 0.05$			
	Long.	$1.30 \pm 0.01$	$5.15 \pm 0.02$	$10.65 \pm 0.05$			
Tour ARPEJ II	Trans.	$1.17 \pm 0.01$	$4.48 \pm 0.02$	$9.03 \pm 0.05$			
	Long.	$1.31 \pm 0.01$	$5.10 \pm 0.02$	$10.35 \pm 0.05$			
7 rue P. Claudel	Trans..	$2.10 \pm 0.01$	$8.14 \pm 0.05$				
	Long.	$2.62 \pm 0.01$	$10.40 \pm 0.05$				
Hôtel de Ville	Trans.	$1.217 \pm 0.006$					
	Long.	$1.157 \pm 0.006$	$4.5 \pm 0.2$				
	Tors.	$1.45 \pm 0.01$	$5.7 \pm 0.2$				

**Tableau 3.1 :** *Fréquences propres estimées par Frequency Domain Decomposition (FDD) à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes et leurs incertitudes évaluées à partir de la précision des pics dans les spectres.* Resonance frequencies obtained by Frequency Domain Decomposition (FDD) using ambient vibration recordings and their uncertainties evaluated from the precision of the peaks in the spectra.

### 3.1.3 Modélisation par des poutres de Timoshenko

A l'aide des rapports de fréquence calculés à partir des modes déterminés précédemment, nous avons estimé les paramètres  $C$  correspondants grâce à la formule 2.47 (fig. 2.3) que l'on rappelle :

$$\frac{f_k}{f_1} = \frac{\delta_k^2 \sqrt{1 + \delta_1^2 C}}{\delta_1^2 \sqrt{1 + \delta_k^2 C}}$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux 3.2 et 3.3. Les incertitudes sur les rapports de fréquences ont été calculées à partir des estimations d'incertitudes sur les fréquences expérimentales. Bien que la démonstration n'ait été faite que pour les modes de flexion, nous avons ajouté les modes de torsion dans le cas de l'Hôtel de Ville. Toutes les valeurs de  $C$  déterminées sont proches de 0.2, c'est-à-dire que ni le cisaillement, ni la flexion ne domine le comportement de ces structures (fig. 2.3).

	Dir.	$f_2/f_1$	$f_3/f_1$	$f_4/f_1$	$f_5/f_1$	$f_6/f_1$
Tour Mont-Blanc	Trans.	$4.15 \pm 0.1$	$9.0 \pm 0.2$	$14.1 \pm 0.4$	$20.7 \pm 0.6$	$26.0 \pm 0.8$
	Long.	$3.86 \pm 0.03$	$8.2 \pm 0.5$			
Tour ARPEJ I	Trans.	$3.94 \pm 0.05$	$7.9 \pm 0.1$			
	Long.	$3.96 \pm 0.05$	$8.2 \pm 0.1$			
Tour ARPEJ II	Trans.	$3.83 \pm 0.05$	$7.7 \pm 0.1$			
	Long.	$3.89 \pm 0.05$	$7.9 \pm 0.1$			
7 rue P. Claudel	Trans..	$3.97 \pm 0.04$				
	Long.	$3.88 \pm 0.05$				
Hôtel de Ville	Long.	$3.9 \pm 0.2$				
	Tors.	$3.9 \pm 0.2$				

**Tableau 3.2 :** *Rapports de fréquences expérimentaux pour les cinq bâtiments étudiés avec leurs incertitudes.* Experimental frequency ratios for the five studied buildings with their uncertainties.

	Dir.	$C(f_2/f_1)$	$C(f_3/f_1)$	$C(f_4/f_1)$	$C(f_5/f_1)$	$C(f_6/f_1)$
Tour Mont-Blanc	Trans.	$0.15 \pm 0.02$	$0.13 \pm 0.02$	$0.12 \pm 0.02$	$0.093 \pm 0.008$	$0.093 \pm 0.008$
	Long.	$0.22 \pm 0.01$	$0.19 \pm 0.06$			
Tour ARPEJ I	Trans.	$0.20 \pm 0.02$	$0.22 \pm 0.02$			
	Long.	$0.19 \pm 0.02$	$0.19 \pm 0.01$			
Tour ARPEJ II	Trans.	$0.23 \pm 0.02$	$0.24 \pm 0.02$			
	Long.	$0.21 \pm 0.02$	$0.22 \pm 0.02$			
7 rue P. Claudel	Long.	$0.19 \pm 0.01$				
	Tors.	$0.21 \pm 0.02$				
Hôtel de Ville	Long.	$0.21 \pm 0.07$				
	Tors.	$0.21 \pm 0.07$				

**Tableau 3.3 :** *Paramètres  $C$  du modèle de Timoshenko obtenus à partir des rapports de fréquences expérimentaux (tab. 3.2) et de la figure 2.3.*  $C$  parameters of the Timoshenko beam model obtained using the experimental frequency ratios (tab. 3.2) and the figure 2.3.

Pour un même bâtiment, excepté la Tour Mont-Blanc dans la direction transversale, les paramètres  $C$  sont identiques quel que soit le mode et la direction utilisés, aux incertitudes près. Avec une valeur entre 0.20 et 0.22, ils sont d'ailleurs identiques entre tous ces bâtiments. Cette valeur indique une prédominance de la flexion (murs) sur le cisaillement (planchers) mais ce dernier est loin d'être négligeable.

Le cas de la Tour Mont-Blanc est moins clair. Pour la direction longitudinale, les valeurs de  $C$  calculées sont cohérentes et identiques aux autres bâtiments. La direction transversale possède un  $C$  significativement plus faible que la direction longitudinale, indiquant un comportement plus en flexion que dans la direction longitudinale. Cela s'explique par la présence de seulement 2 murs dans la direction longitudinale contre 6 à 10 dans la direction transversale. On remarque



une décroissance faible mais nette du paramètre  $C$  avec l'augmentation du numéro du mode pour la direction transversale. On peut penser à l'influence de l'interaction sol-structure, qui donne une fréquence du système légèrement inférieure à la fréquence de la structure elle-même. La valeur de la déformée expérimentale au rez-de-chaussée n'est pas nulle et augmente avec le numéro du mode (non représenté ici car le rez-de-chaussée a été ramené à 0) ce qui témoigne de l'influence croissante de l'interaction avec le numéro du mode (Boutin et Roussillon, 2004). La fréquence « base fixe », légèrement supérieure à la fréquence expérimentale pour les modes élevés, donnerait donc des rapports de fréquences plus élevés et donc des valeurs de  $C$  plus faibles. Or c'est le contraire qui est observé. Le modèle apparaît plus souple que la réalité pour les modes supérieurs, il doit donc exister une source interne de rigidité qui n'est pas prise en compte. Il faut noter que cette tour a pour particularité d'avoir un système structural aux étages pairs différent des étages impairs (fig. 3.2). Les différents modes ne « voient » donc pas le même système structural, ce qui peut entraîner une différence dans le  $C$  déterminé par les différents modes. Enfin, les modes supérieurs déterminés sous vibrations ambiantes, sont entachés d'erreurs assez importantes. La décroissance de  $C$  avec le mode utilisé pour la Tour Mont-Blanc reste cependant sans explication claire.

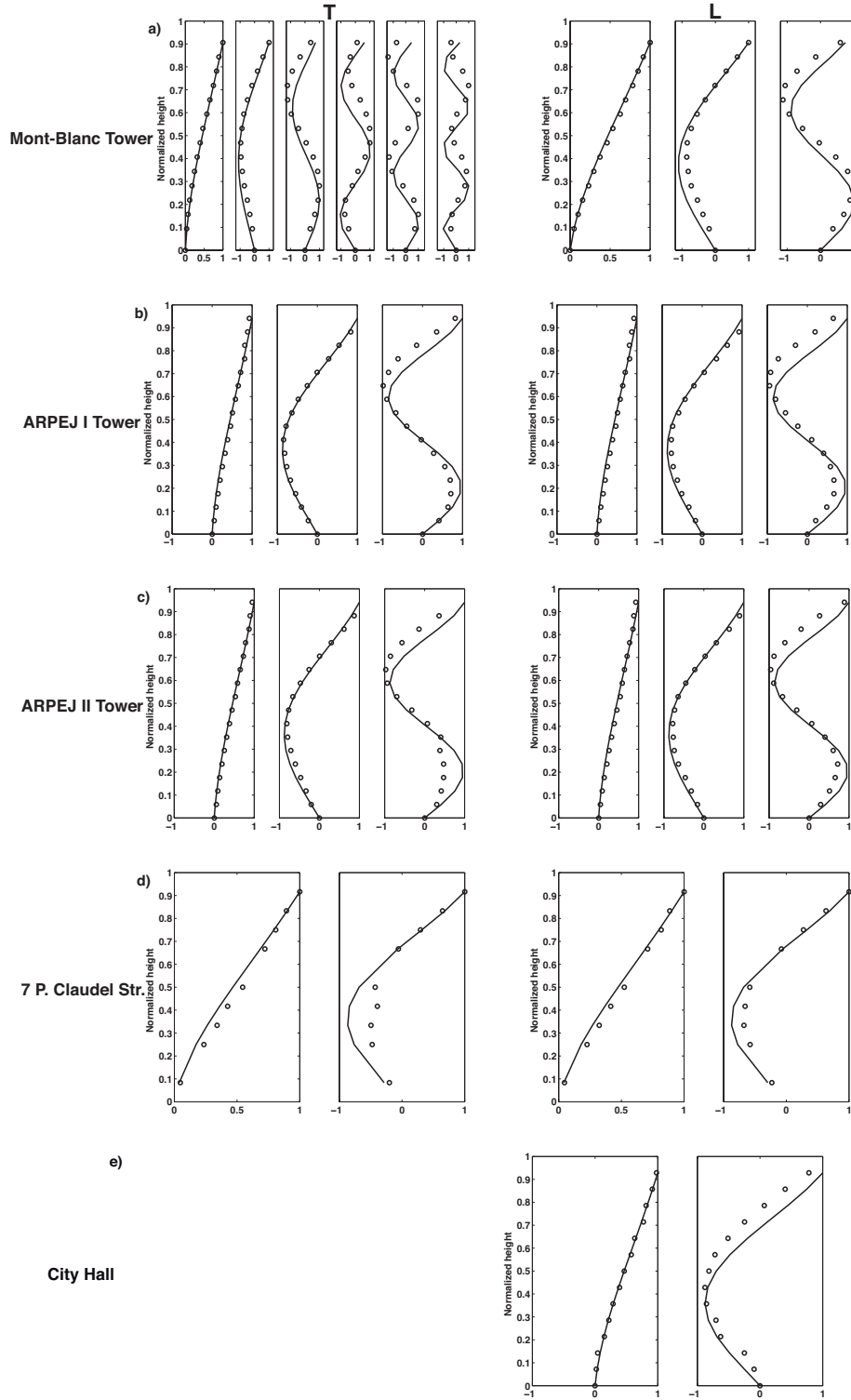
Nous avons choisi de ne conserver, pour la suite, que le paramètre  $C$  obtenu à l'aide du premier rapport de fréquence. Il n'est pas forcément celui qui est déterminé avec le plus de précision comme le montre le tableau 3.3 car la pente des courbes de la figure 2.3 est plus forte pour les modes supérieurs. Cependant, il est le moins influencé par l'interaction sol-structure, qui joue un rôle mal compris dans le comportement dynamique des structures. La connaissance de ce paramètre  $C$  et de la première fréquence propre suffit à déterminer la poutre de Timoshenko correspondante (cf. § 2.1.2).

Sur la figure 3.3 sont représentées les déformées modales des poutres déterminées comparées aux déformées expérimentales. On constate un très bon accord pour les 3 premiers modes, les modes suivants, dans le cas de la Tour Mont-Blanc, correspondant moins bien au modèle. On constate que les ventres des modes se décalent de plus en plus entre le modèle et les enregistrements. Ce n'est pas dû à une erreur sur  $C$  (qui ne peut changer que la courbure mais pas la position des ventres) mais bien à une limitation du modèle de Timoshenko pour ce bâtiment.

Pour quantifier cet accord, il est possible d'utiliser le *Modal Assurance Criterion* (MAC) qui est le carré de la corrélation entre deux déformées (cf. § 1.3.5). Le tableau 3.4 résume les résultats obtenus, qui confirment l'appréciation visuelle. Si la grande majorité des différences s'explique par l'incertitude sur le paramètre  $C$  déterminé expérimentalement et par l'incertitude sur les déformées expérimentales, on peut constater l'influence de l'irrégularité de certaines structures. Ainsi, les trois premiers étages de l'Hôtel de Ville sont très différents des autres (le troisième étage fait 8 m) ce qui explique les différences avec le modèle (fig. 3.3).

### 3.1.4 Conclusion

Le modèle de la poutre de Timoshenko, qui prend en compte à la fois la rigidité de cisaillement due aux planchers et la rigidité de flexion due aux murs, permet de très bien expliquer le comportement dynamique des structures étudiées. Les trois premiers modes à la fois pour les fréquences et les déformées sont bien représentés. L'accent a été porté sur les incertitudes à la fois de détermination des fréquences propres et du paramètre  $C$  caractérisant la poutre. Cela



**Figure 3.3 :** Comparaison entre déformées modales déterminées par FDD à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes (cercle) et modèle de poutre de Timoshenko avec le paramètre  $C$  expérimental (ligne continue) pour les directions transversale (à gauche) et longitudinale (à droite). a) Tour Mont-Blanc ; b) Tour ARPEJ I ; c) Tour ARPEJ II ; d) 7 rue Claudel ; e) Hôtel de Ville. Comparison between modal shapes obtained using FDD on ambient vibration recordings (circles) and Timoshenko beam model with the experimental  $C$  parameter (solid line) for the transverse (left) and longitudinal (right) directions.

	Dir.	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
Tour Mont-Blanc	Trans.	99.9%	95.7%	75.3%	48.1%	35.1%	9.7%
	Long.	99.9%	97.5%	82.5%			
Tour ARPEJ I	Trans.	99.5%	99.7%	86.6%			
	Long.	99.4%	98.1%	76.3%			
Tour ARPEJ II	Trans.	99.8%	98.3%	79.9%			
	Long.	99.6%	98.2 %	84.0%			
7 rue P. Claudel	Trans.	99.5%	92.5%				
	Long.	99.8%	98.7%				
Hôtel de Ville	Long.	99.9%	87.0%				

**Tableau 3.4 :** *Corrélation (valeur du MAC) entre les déformées expérimentales et les déformées théoriques des modèles de poutre de Timoshenko calculés à partir des rapports  $f_2/f_1$  expérimentaux.* MAC value between modal shapes coming from experimental data and theoretical Timoshenko beam model obtained using the experimental  $f_2/f_1$  ratios.

montre que tous les bâtiments étudiés (hormis la Tour Mont-Blanc dans la direction transversale) peuvent être modélisés par une même poutre de Timoshenko de paramètre  $C = 0.20 \pm 0.02$ . Ils sont donc très semblables d'un point de vue structural.

Le modèle de la poutre de Timoshenko semble donc pertinent pour décrire le mouvement global des bâtiments. Il suffit de déterminer les valeurs des deux premières fréquences propres pour déterminer le paramètre  $C$  et donc toute la poutre. Ainsi, un enregistrement au sommet suffit, en théorie, pour obtenir un modèle de la structure dont les caractéristiques modales seront pertinentes.

Les bâtiments étudiés sont les bâtiments en béton pour lesquels on a *a priori* le plus de flexion. Lorsque le cisaillement devient plus important, le rapport des premières fréquences propres tend rapidement vers 3 dans le modèle de Timoshenko, ce qui signifie que les fréquences seules vont difficilement permettre de déterminer le paramètre  $C$ . Un processus prenant en compte les déformées déterminées expérimentalement permettrait de mieux contraindre les valeurs de  $C$  de manière à classer les structures selon ce paramètre, qui donne la proportion de cisaillement par rapport à la flexion.

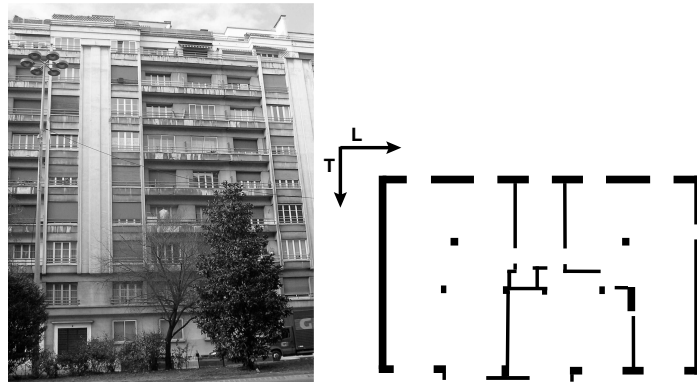
## 3.2 Validation du modèle modal grâce à l'enregistrement de la chute d'un pont

D'après Michel et al. (2007).

Pour illustrer l'utilisation des enregistrements de vibrations ambiantes pour déterminer le comportement dynamique d'un bâtiment, deux expérimentations ont été menées dans un bâtiment d'habitation de Grenoble situé au 4 Cours de la Libération (fig. 3.4). Les vibrations ambiantes et les vibrations imposées par la démolition d'un pont situé à quelques dizaines de mètres ont permis de déterminer les paramètres modaux du bâtiment avec la FDD. Nous avons comparé les paramètres modaux des deux expérimentations et les avons utilisés pour :

- réaliser un modèle modal validé par les enregistrements de la chute du pont
- estimer la rigidité du bâtiment à chaque étage et dans chaque direction.

Le bâtiment est un bâtiment en ossature béton armé de 9 étages comportant également des murs. Il a été construit en 1939 et fait partie du type BA1 de la typologie de Grenoble (cf. § 4.1.2), l'un des types les plus courants de l'agglomération grenobloise, présent en majorité sur les Grands Boulevards et le cours Jean Jaurès-Libération. Le béton y est peu armé et la structure a été construite sans code parasismique. Le bâtiment est inséré dans un îlot et en contact avec les deux bâtiments adjacents, identiques, seulement séparés par des joints de dilatation remplis. Selon l'Echelle Macrosismique Européenne EMS98 (Gruenthal, 2001), il fait partie du type « Ossature sans conception parasismique », le type le plus vulnérable de la catégorie béton.



**Figure 3.4 :** *Bâtiment étudié, photo et plan.* Studied building, picture and plan.

### 3.2.1 Vibrations Ambiantes (AV)

Deux jeux de données de vibrations ambiantes de 15 min dans la cage d'escalier (un point par niveau) ont été enregistrés sur les 18 voies de la Cityshark II. Les capteurs du 8<sup>e</sup> et du 9<sup>e</sup> étages ont été gardés comme références. La FDD a permis de bien déterminer les deux premiers modes de flexion dans chaque direction (tab. 3.5 et fig. 3.5). Le troisième mode dans la direction transversale peut être identifié bien qu'il bénéficie de très peu d'énergie. La déformée modale du deuxième mode de flexion transversale semble assez mal déterminée pour la même raison.

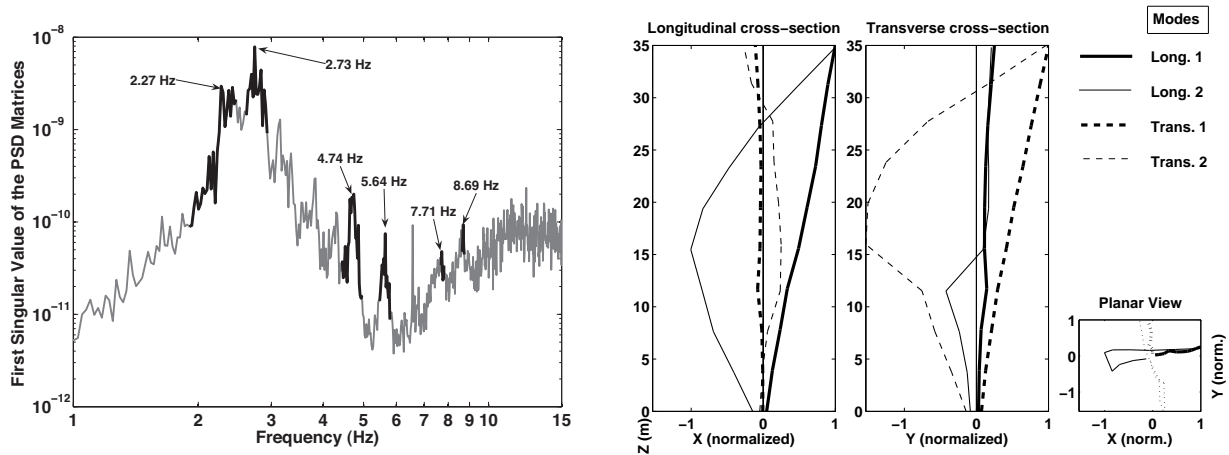
Le rapport des premières fréquences au carré indique que la direction longitudinale est 40% plus raide que la direction transversale, ce qui est cohérent avec les dimensions de la structure. Dans la direction longitudinale, les rapports entre les modes supérieurs et la première fréquence de résonance présentés dans le tableau 3.5 sont assez proches de la suite caractéristique du modèle cisaillement 1, 3, 5. Dans la direction transversale, en revanche, ces rapports (1, 3.8, 7) ne correspondent plus au modèle cisaillement mais à une poutre de Timoshenko de paramètre  $C$  valant 0.24, c'est-à-dire semblable aux bâtiments étudiés à la partie 3.1. Ce bâtiment a donc un système structural différent dans chaque direction. Cela est confirmé par les déformées modales qui ressemblent plus à celles d'une poutre en flexion dans la direction transversale que dans la direction longitudinale.

La FDD montre également d'autres modes structuraux qui pourraient correspondre à des modes

Mode	Fréquence (Hz)	$f_k/f_1$
Transversal 1	2.28	1
Longitudinal 1	2.73	1
Torsion	4.74	
Torsion bis	5.64	
Longitudinal 2	7.71	2.8
Transversal 2	8.69	3.8
Longitudinal 3	12-13	4.5
Transversal 3	15.5	6.8

**Tableau 3.5 :** Fréquences des modes de la structure et rapports à la première fréquence obtenus par l'utilisation de la FDD sur les enregistrements de vibrations ambiantes. Resonance frequency of the structure and frequency ratios obtained using FDD on ambient vibration recordings.

de torsion (tab. 3.5). Les irrégularités dans la disposition des murs et des poteaux provoquent indubitablement de la torsion dans ce bâtiment, mais plusieurs points d'enregistrements par étage seraient nécessaires pour la révéler.



**Figure 3.5 :** Fréquences de résonance du bâtiment sélectionnées dans les valeurs singulières des matrices de DSP obtenues par les enregistrements de vibrations ambiantes (FDD) et déformées modales correspondantes (modes de flexion). Pour chaque mode identifié, la cloche en rouge correspond à une valeur du critère MAC supérieure à 80%. Resonance frequencies of the building derived from the singular values of the PSD matrices obtained using ambient vibration recordings (FDD) and corresponding modal shapes (bending modes).

### 3.2.2 Démolition du pont

Pour comparer les paramètres modaux obtenus sous vibrations ambiantes avec ceux obtenus sous une sollicitation plus forte, la deuxième expérimentation avait pour but d'enregistrer le mouvement de ce même bâtiment sollicité par la démolition programmée d'un auto-pont sur les Grands Boulevards. Le pont était situé à 40 m du bâtiment et a été détruit le 17 juillet 2004 (fig. 3.6). Le matériel utilisé pour l'enregistrement est le même que précédemment, les 6

capteurs ayant été répartis dans la cage d'escalier (fig. 3.9).

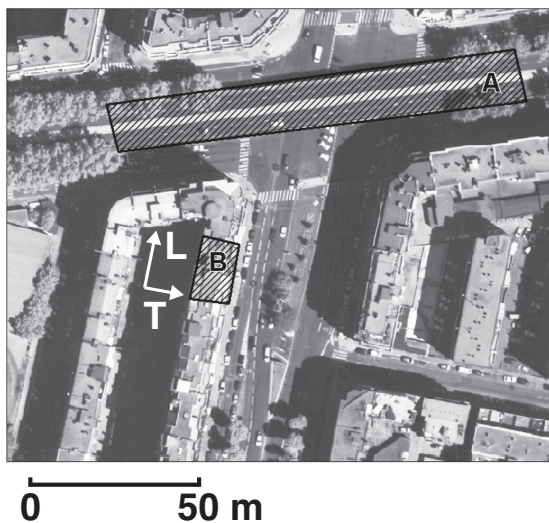
200 s de signal à une fréquence d'échantillonnage de 100 Hz ont été conservées. La chute instantanée du tablier (durée de la source d'environ 5 ms) a généré un mouvement principalement vertical, dont les composantes verticale ont été représentées figure 3.7. L'accélération maximale horizontale enregistrée au rez-de-chaussée est de  $0.025 \text{ m/s}^2$  (tab. 3.6). Cette valeur est de l'ordre de celle enregistrée à Grenoble pour le séisme de Vallorcine du 08/09/2005, l'un des plus fort de ces dernières années (cf. partie 3.3). Cela reste néanmoins un mouvement faible.

Le contenu fréquentiel de cette source (fig. 3.8) est centré sur la valeur 11 Hz, c'est-à-dire assez haute fréquence en comparaison de la fréquence de résonance du bâtiment.

L'accélération maximale au dernier étage a été de  $0.061 \text{ m/s}^2$  (tab. 3.6), c'est-à-dire 2.5 fois plus qu'au rez-de-chaussée.

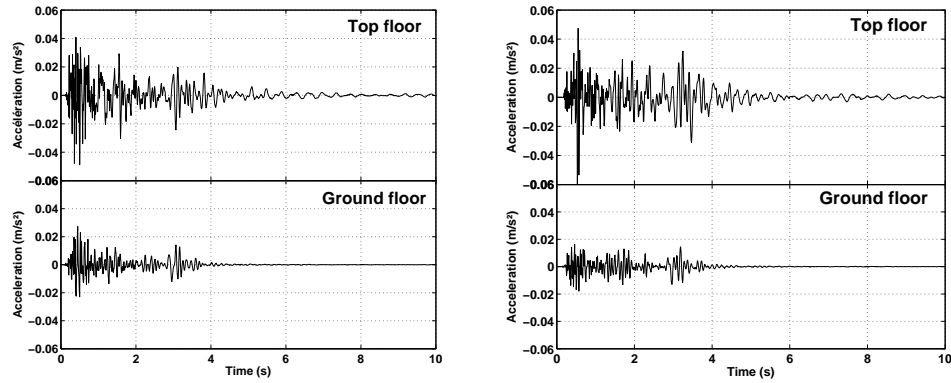
Direction	Rez-de-chaussée	Dernier étage
Longitudinale	$0.025 \text{ m/s}^2$	$0.051 \text{ m/s}^2$
Transversale	$0.019 \text{ m/s}^2$	$0.062 \text{ m/s}^2$
Verticale	$0.046 \text{ m/s}^2$	$0.094 \text{ m/s}^2$

**Tableau 3.6 :** Accélérations maximales enregistrées lors de la démolition du pont. Peak accelerations recorded during the bridge collapse.

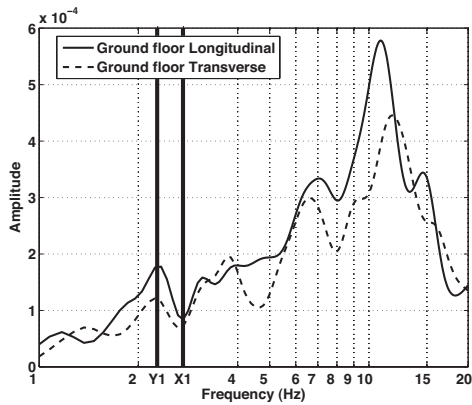


**Figure 3.6 :** Photographie aérienne du pont démoli le 17/07/2004 (A) et du bâtiment étudié (B). Les directions longitudinale (L) et transversale (T) de la structure sont précisées. Aerial photograph of the bridge demolished on 2004/07/17 (A) and studied building (B). L and T mean longitudinal and transverse direction, respectively.

Bien que l'hypothèse de bruit blanc ne soit pas vérifiée, la FDD a tout de même été utilisée pour déterminer les modes de la structure à partir des enregistrements de la démolition. Les résultats qui suivent montrent que, même si cette hypothèse n'est pas remplie, cela affecte peu la détermination des paramètres modaux en comparaison de l'incertitude liée à la brièveté du signal, comme l'a déjà montré Ventura et al. (2003a). Seul le premier mode de flexion dans chaque direction a été déterminé, ainsi que le premier mode de torsion supposé. Le premier mode transversal montre une part non négligeable de torsion qui n'existait pas sous vibrations ambiantes, mais il n'est pas possible de dire si cela vient des incertitudes sur les paramètres modaux déterminés ou d'une réelle modification du comportement dynamique. Les différences en fréquence pour les premiers modes avec l'expérimentation précédente est de moins de 1%. Les déformées modales présentent également des similitudes importantes (tab. 3.7). Il faut noter



**Figure 3.7 :** Accélération produite par la démolition du pont dans la structure : signaux dans les directions longitudinale (à gauche) et transversale (à droite) au rez-de-chaussée et au dernier étage. Acceleration time histories induced in the structure by the bridge demolition : longitudinal (left) and transverse (right) directions at the ground floor and the top story.



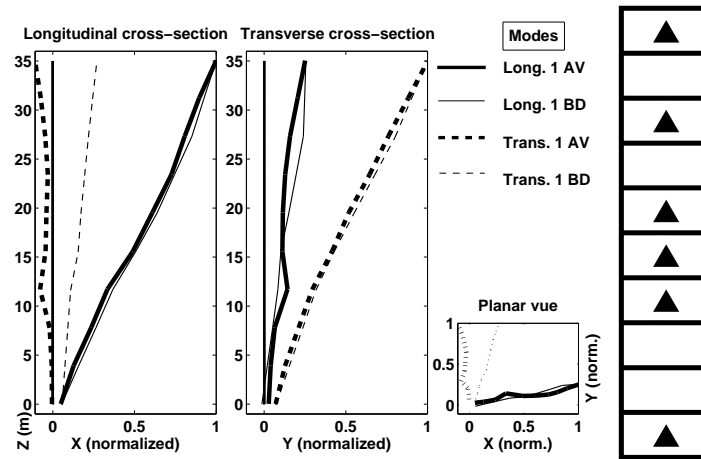
**Figure 3.8 :** Spectre de Fourier des enregistrements de la démolition du pont au rez-de-chaussée de la structure. Le spectre est lissé par la fonction de Konno et Ohmachi (1998) ( $b = 30$ ). Les fréquences propres de la structure obtenues sous vibrations ambiantes (X1 et Y1) sont représentée par les barres verticales. Fourier spectrum of the recordings of the bridge demolition at the ground floor of the structure. The spectrum is smoothed using Konno et Ohmachi (1998) function ( $b = 30$ ). The resonance frequencies of the structure obtained under ambient vibrations (X1 and Y1) are displayed by vertical bars.

que les points des déformées de l'expérimentation du pont ont été interpolés linéairement pour être comparés à l'expérimentation précédente.

Mode	VA	DP	Comparaison	
	f (Hz)	f (Hz)	Var. fréq.	MAC
Transversal 1	2.28	2.27	-0.4%	85%
Longitudinal 1	2.73	2.75	0.7%	99%
Torsion 1	4.74	4.77	0.6%	97%
Transversal 2	8.69	8.46	-2.6%	20%

**Tableau 3.7 :** Comparaison des fréquences et des déformées modales (valeur du MAC) obtenues sous vibrations ambiantes (VA) et pour la démolition du pont (DP). Comparison between frequencies and modal shapes obtained under ambient vibrations (VA) and bridge demolition (DP).

Les paramètres modaux obtenus sous vibrations ambiantes et sous démolition du pont sont tellement proches que l'on peut conclure, d'une part, que le bâtiment a répondu d'une manière totalement élastique, et d'autre part, que les deux identifications modales sont fiables, même si l'hypothèse de bruit blanc n'est pas remplie et la longueur du signal limitée.



**Figure 3.9 :** Comparaison des premières déformées modales extraites des vibrations ambiantes et de la démolition du pont (à gauche) et disposition des capteurs pour l'enregistrement de la démolition du pont (à droite). Comparison between the first modal shapes extracted from ambient vibrations and bridge demolition (left) and recording scheme for the bridge demolition (right).

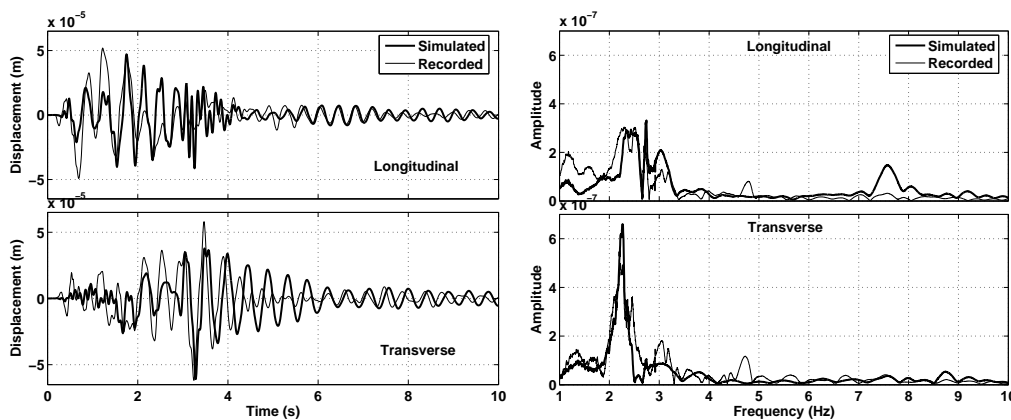
### 3.2.3 Validation par simulation de la réponse du bâtiment et calcul de la rigidité

Pour valider le modèle modal décrit au paragraphe 2.2.2, les enregistrements de la démolition du pont ont été comparés au modèle déterminé à partir des paramètres modaux extraits des vibrations ambiantes. Les deux premiers modes de flexion dans chaque direction ont été utilisés dans le modèle modal. L'amortissement a été évalué à 4% avec la technique du décrément

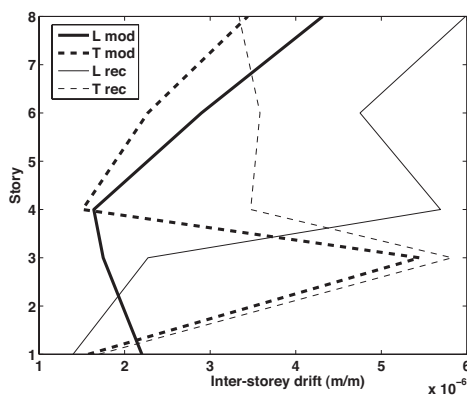


aléatoire (cf. § 1.3.3) pour tous les modes excepté le premier mode longitudinal pour lequel il vaut 2%.

Les déplacements calculés et enregistrés au sommet du bâtiment sont présentés à la figure 3.10. Il y a une bonne correspondance entre les données et le modèle : les amplitudes, la durée et la phase sont bien reproduites. Les déformations inter-étage maximales ont été calculées pour les données réelles et le modèle modal (fig. 3.11). Pour réaliser cette comparaison, seules les différences entre les étages enregistrés lors de la deuxième expérimentation ont été calculées. L'amplitude des déformations est bien reproduite par le modèle, mais dans la direction longitudinale, la déformation aux étages supérieurs, particulièrement au quatrième, est sous-estimée. Ces comparaisons confirment l'intérêt des paramètres modaux obtenus sous vibrations ambiantes. Les déformations maximales obtenues restent très faibles (environ  $6 \times 10^{-6}$ ) en comparaison des déformations pour lesquelles débute l'endommagement (cf. § 5.3.1), que se soit dans la direction longitudinale ou transversale. Le modèle montre que le troisième étage dans la direction transversale est soumis aux déformations les plus importantes.



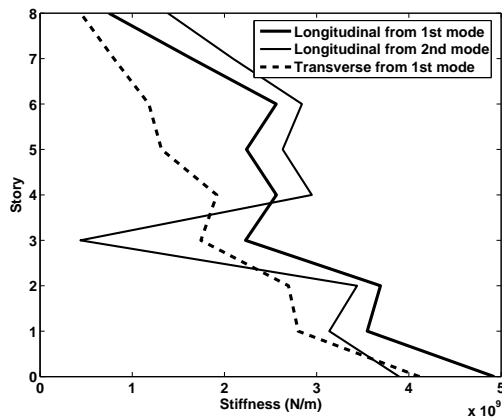
**Figure 3.10 :** Comparaison des signaux et des spectres au dernier étage entre les enregistrements et le modèle modal simulant la réponse à la démolition du pont. Comparison of time histories and spectra at the top floor between recordings modal model simulating the building response.



**Figure 3.11 :** Comparaison de la déformation maximale à chaque étage disponible pour l'enregistrement et le modèle modal pendant la démolition du pont. Les traits pleins et pointillés représentent, respectivement, les directions longitudinale et transversale. Les lignes fines et épaisses correspondent, respectivement, aux enregistrements et à la modélisation. Comparison of the maximum inter-story drift at each available story between the recordings and the modal model during the bridge demolition. Solid and dashed lines represent the longitudinal and transverse directions, respectively. Thin and thick lines correspond to the recordings and the modelling, respectively.

La deuxième utilisation qui a été faite des paramètres modaux obtenus sous vibrations ambiantes est le calcul de la rigidité à chaque étage. Si on suppose un modèle cisaillement comme le suggèrent les rapports des fréquences, on déduit la rigidité à chaque étage grâce à l'équation

2.53. Les résultats sont représentés sur la figure 3.12. La rigidité à chaque étage est supérieure de 20 à 50% dans la direction longitudinale. Dans cette direction, on peut comparer les résultats obtenus indépendamment en utilisant les deux premiers modes. La seule différence significative entre les deux résultats se situe au troisième étage. Or comme on l'a vu au paragraphe 2.2.3, cet étage se situe au ventre du deuxième mode, l'incertitude sur le résultat est donc très importante. La rigidité du dernier étage obtenue avec le premier mode montre une erreur similaire. L'utilisation de ces deux modes est donc complémentaire. On peut noter également que les répartitions de rigidités obtenus pour les deux directions ont une allure similaire le long des étages. Cela confirme que cette estimation est cohérente et que le bâtiment est régulier en plan. Le fait que le troisième étage soit plus souple que les étages adjacents est donc une réalité. C'est également confirmé par l'enregistrement de déformations plus importantes lors de la chute du pont (fig. 3.11). En cas de séisme, la structure sera soumise à une déformation plus importante à cet étage ce qui le rend plus vulnérable que d'autres bâtiments du même type. La nette décroissance de la rigidité avec la hauteur est expliquée par la composante en flexion de la structure, non prise en compte dans le calcul des rigidités (cf. § 2.2.3).



**Figure 3.12 :** Rigidité du bâtiment calculée à partir des déformées modales obtenues sous vibrations ambiantes en supposant un modèle cisaillement. Stiffness of the building calculated using modal shapes obtained under ambient vibrations assuming a shear beam model.

### 3.2.4 Conclusion

En conclusion, nous avons donc montré l'intérêt de la détermination expérimentale sous vibrations ambiantes des paramètres modaux pour l'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Ces paramètres varient peu en fonction de la sollicitation tant qu'elle reste modérée comme on l'a vu en comparant les paramètres modaux déterminés à partir de vibrations ambiantes et à partir du mouvement produit par la démolition du pont.

Nous avons proposé un modèle modal simple fondé sur ces paramètres expérimentaux. Nous avons montré qu'il expliquait bien le déplacement de la structure à chaque étage en comparant ce modèle avec les enregistrements de la démolition du pont. Ce modèle permet de déterminer la déformation inter-étage pour un séisme donné et donc d'estimer si ces déformations ont pu être accomodées sans dommage ou pas.

Les paramètres modaux expérimentaux sont également une aide précieuse pour déterminer la régularité en plan et en élévation de la répartition des rigidités dans la structure. Les rigidités

à chaque étage sont obtenues en supposant que la structure suit un modèle de poutre en cisaillement. Les régularités en plan et en élévation sont des paramètres déterminants pour la vulnérabilité de la structure.

### 3.3 Validation du modèle modal grâce à l'enregistrement de séismes à l'Hôtel de Ville de Grenoble

D'après Michel et Guéguen (2007).

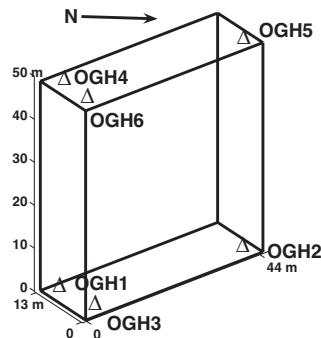
#### 3.3.1 L'Hôtel de Ville de Grenoble, une structure test

L'Hôtel de Ville de Grenoble est une structure en béton armé, isolée et construite en 1967 (fig. 3.1 et 3.2). Elle est divisée en 2 parties : un bâtiment bas de 2 étages en ossature de béton armé et une tour indépendante de 13 étages qui est étudiée ici (Maison de l'architecture Rhône-Alpes, 2007). Ses dimensions sont 44 m de long par 13 m de large pour une hauteur de 52 m. Elle comporte une plate-forme d'une portée de 23 m en béton précontraint au troisième étage, au dessus de la toiture du bâtiment bas. Cette plate-forme s'appuie sur deux noyaux en murs voiles de béton armé contenant les liaisons verticales de la tour (escaliers, ascenseurs, gaines techniques...). Le reste de la structure est formé d'une ossature en béton armé avec des poutres longitudinales soutenant les planchers, eux-mêmes en béton armé. La façade vitrée est fixée par une ossature métallique légère. Au dessus de la plate-forme, la hauteur inter-étage est régulière (3.2 m). Elle est plus importante pour le rez-de-chaussée (3.4 m), le premier (4.68 m) et le deuxième étage (8 m). Le système de fondation est formé de pieux, profondément ancrés dans une couche compacte de sable et de graviers. Le système structural de ce bâtiment est typique du bâti français de cette époque (fig. 3.2). En particulier, la résistance latérale, assurée en grande partie par les voiles, est peu utilisée dans les pays ayant beaucoup d'expérience en terme de dommages dus aux séismes. Avec l'accord de la municipalité, le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) a décidé, dans le cadre de ses opérations ciblées, d'instrumenter cette structure en permanence. Elle est désormais une structure-test pour aider à la compréhension de la réponse dynamique des structures.

#### 3.3.2 Réseau permanent

Depuis novembre 2004, six stations accélérométriques enregistrent en continu les vibrations de la tour. Ces stations font partie du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) (<http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr>) qui est chargé d'enregistrer, de collecter et de rendre publiques les données accélérométriques en France. Trois sont situées au rez-de-chaussée aux angles SO (OGH1), NE (OGH2) et SE (OGH3) et trois autres au 13<sup>e</sup> étage aux angles SO (OGH4), NE (OGH5) et SE (OGH6) (fig. 3.13). Chaque station est composée d'un accéléromètre 3C Episensor (Kinematics) et d'un système d'acquisition Mini-Titan 24 bits (Agecodagis). Les

composantes horizontales sont orientées dans les directions longitudinale (N) et transversale (E). Le Nord des stations correspond à un azimuth de  $327^\circ\text{N}$ . L'échantillonnage se fait à 125 Hz sur des fichiers de 2 min. Le temps est contrôlé par un récepteur GPS situé sur le toit du bâtiment. Les stations sont connectées par un hub Ethernet qui permet le transfert des données de chaque station à un ordinateur connecté à l'ADSL situé au rez-de-chaussée, qui permet de télécharger à distance les données et de gérer les stations. Le système de rapatriement des données au LGIT extrait les séismes des enregistrements continus à l'aide de la liste fournie par le Réseau National de Surveillance Sismique (RéNaSS). Ces données sont intégrées à la base de données en ligne du RAP et peuvent être obtenues au format ASCII, SAC et SEED.



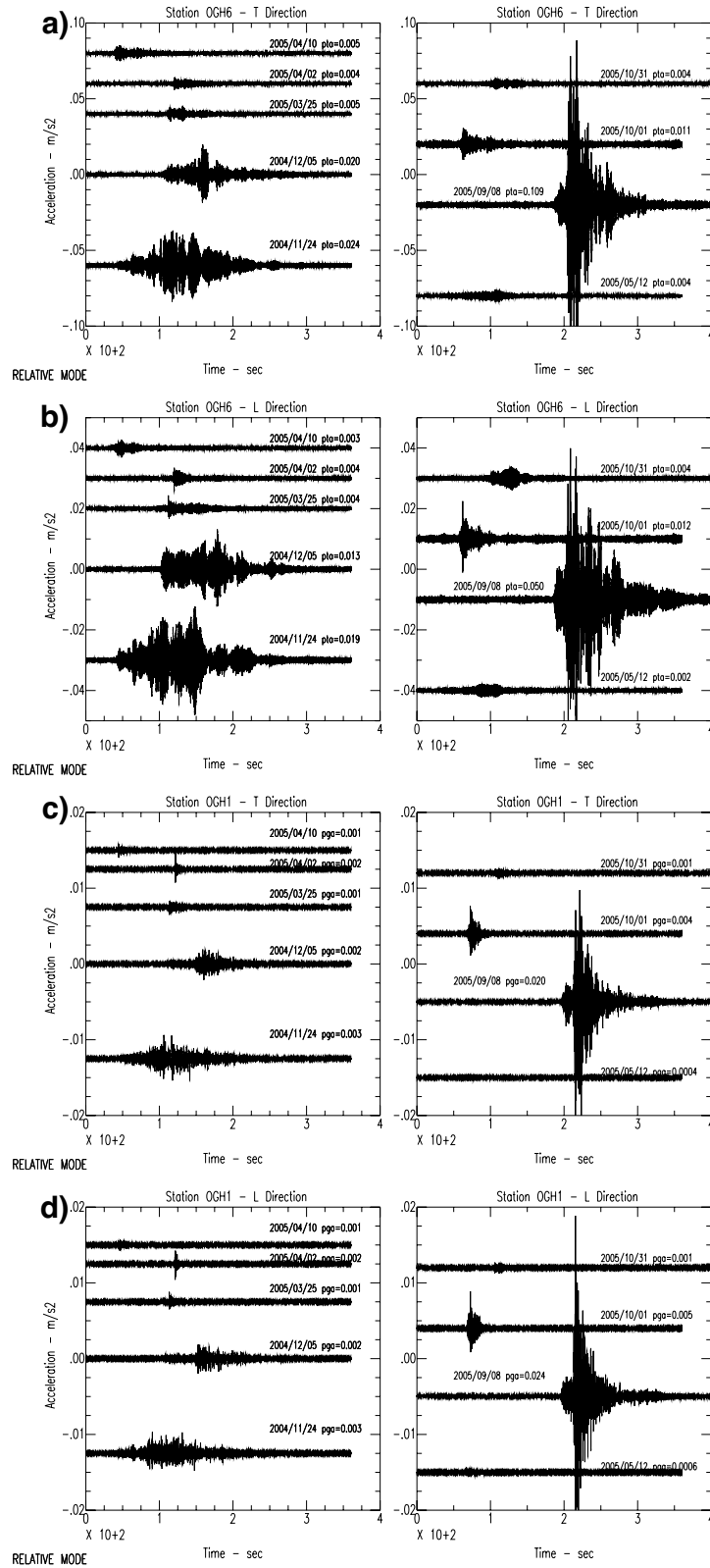
**Figure 3.13 :** Localisation des stations du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) dans l'Hôtel de Ville de Grenoble. Location of the accelerometers of the French Accelerometric Network (RAP) in the Grenoble City Hall.

### 3.3.3 Séismes enregistrés

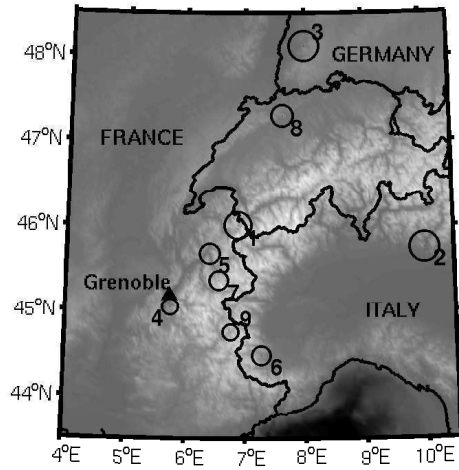
Depuis 2004, plus de 25 séismes ont été enregistrés dans la structure, malgré environ une année de travaux dans le bâtiment empêchant le fonctionnement des stations. Neuf séismes avec un rapport signal sur bruit supérieur à 3 dans la bande de fréquence  $0.6 - 5$  Hz au rez-de-chaussée ont été sélectionnés. Ils correspondent à des accélérations maximales à la base (*Peak Ground Acceleration PGA*) de  $0.06$  à  $2.3 \text{ cm/s}^2$  (fig. 3.14). La localisation du RéNaSS (fig. 3.15) montre que ces séismes appartiennent aux zones les plus actives de la région : les Alpes du Nord (n°1, 4 et 7), du Sud (n°6 et 9), les Alpes italiennes (n°2) et le fossé rhénan (n°3 et 8). On peut noter que l'événement n°4, dont l'épicentre a été situé près de Laffrey, est situé sur une faille conjuguée à la faille bordière de Belledonne (Thouvenot et al., 2003). Les caractéristiques des enregistrements en terme d'accélération maximale (PGA), de vitesse maximale (PGV) et d'intensité d'Arias ( $I_a$ ) sont résumés dans le tableau 3.8. Les valeurs des paramètres fournis dans le tableau 3.8 sont les maxima des trois stations du rez-de-chaussée ou du dernier étage (données non filtrées). L'intensité d'Arias représente l'énergie de l'accélérogramme  $a(t)$ , elle est définie par (Kramer, 1996) :

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^\infty a(t)^2 dt \quad (3.1)$$

Ce tableau comporte également les paramètres usuels qui décrivent le mouvement d'une structure : l'accélération maximale au sommet (PTA), la vitesse maximale au sommet (PTV), l'intensité d'Arias au sommet ( $I_{at}$ ) et la déformation maximale entre le premier et le dernier étage ( $D_m$ ). Ce dernier paramètre, calculé en divisant la différence entre le déplacement du sommet et de la base par la hauteur du bâtiment, semble être le meilleur pour quantifier le



**Figure 3.14 :** Traces des séismes étudiés enregistrés à la station OGH6 dans les directions transversale (a) et longitudinale (b) et OGH1 dans les directions transversale (c) et longitudinale (d). Les échelles en accélération utilisées sont identiques pour toutes les traces. Time histories of the studied earthquakes recorded at OGH6 station in transverse (a) and longitudinal (b) directions and OGH1 station in transverse (c) and longitudinal (d) directions. The acceleration scale is the same for all recordings.



**Figure 3.15 :** Localisation RéNaSS des épicentres des séismes étudiés. Epicentres of the selected earthquakes (RéNaSS data).

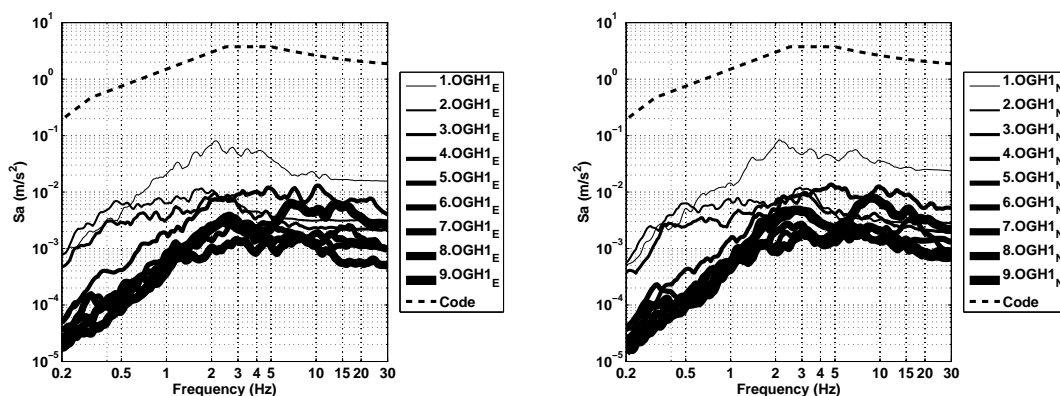
N°	Caractéristiques du séisme (RéNaSS)					Dist. épi. (km)	Accélération maximale ( $mm/s^2$ )		Vitesse maximale ( $mm/s$ )		Intensité d'Arias ( $\mu m/s$ )		Déf. max. ( $10^{-6}$ )
	Epicentre	Long.	Lat.	$M_L$	Date		PGA	PTA	PGV	PTV	$I_a$	$I_{at}$	
1	Vallorcine	6.87	46.01	4.9	08/09/05	127.3	22.94	107.42	1.376	11.80	106.71	7943.1	30.59
2	Lac de Garde	10.01	45.74	5.5	24/11/04	339.8	3.10	22.89	0.695	3.10	9.39	1229.3	8.30
3	Fribourg	8.00	48.11	5.3	05/12/04	368.3	1.88	19.17	0.294	2.21	3.46	301.1	5.74
4	Laffrey	5.75	45.05	3.1	01/10/05	15.2	4.70	11.62	0.159	0.94	2.08	50.2	2.13
5	Albertville	6.40	45.68	3.6	31/10/05	75.6	0.78	3.73	0.053	0.53	0.18	17.4	1.40
6	Dronero	7.27	44.48	3.5	25/03/05	144.5	1.31	4.70	0.084	0.52	0.33	17.5	1.38
7	Meribel	6.56	45.36	3.4	10/04/05	67.5	0.88	5.10	0.040	0.56	0.14	18.1	1.25
8	Balstahl	7.63	47.29	3.9	12/05/05	275.7	0.56	3.73	0.033	0.47	0.13	20.6	1.21
9	Arvieux	6.76	44.75	3.1	02/04/05	94.2	1.98	3.47	0.084	0.35	0.31	9.2	0.85

**Tableau 3.8 :** Caractéristiques des enregistrements à l'Hôtel de Ville de Grenoble des séismes sélectionnés. Characteristics of the selected earthquake recordings in the Grenoble City Hall.

mouvement subi par la structure (Clinton, 2004). Les séismes sont présentés dans l'ordre de  $D_m$  décroissant, avec des valeurs de  $10^{-6}$  à  $3.10^{-5}$ . En terme de comparaison, la déformation de dimensionnement que l'on trouve dans les règles parasismique françaises PS92 (1995) est  $H/250 \approx 0.2$  pour ce bâtiment, soit 4 ordres de grandeur de plus que la plus forte secousse. Les accélérations et vitesses maximales au sommet sont respectivement 1.8 à 10.2 fois et 4.1 à 14.2 fois les valeurs à la base. Les spectres de réponse de ces séismes sont également très inférieurs aux spectres PS92 (fig. 3.16).

Un séisme remarquable est celui de Vallorcine (Haute-Savoie),  $M_L = 4.6$  du 8 septembre 2005 (n°1), le plus fort enregistré à l'Hôtel de Ville. Des dégâts mineurs ainsi que des chutes de pierres ont eu lieu dans la vallée de Chamonix et il a été ressenti dans toutes les Alpes et en particulier dans le bassin grenoblois, sans doute à cause d'effets de site importants (Lebrun et al., 2001; Guéguen et al., 2007a). Bien qu'il n'y ait aucun dommage à Grenoble, des personnes travaillant au dessus du troisième étage ont évacué spontanément l'Hôtel de Ville, pourtant situé à plus de 120 km de l'épicentre du séisme.

Tous ces paramètres sont calculés en routine par une application Matlab, créée pour l'occasion, qui fait partie de l'ensemble des codes réalisés pour l'analyse des enregistrements en structure comme *MACity*. Elle peut être utilisée dès qu'un séisme est ressenti pour estimer la sollicitation imposée et la chute de fréquence provoquée (cf. paragraphe 3.3.7).



**Figure 3.16 :** Spectres de réponse (5% d'amortissement) des séismes étudiés dans les directions transversale (à gauche) et longitudinale (à droite) à la station OGH1 (rez-de-chaussée) comparés aux spectres réglementaires PS92 (1995) avec  $a_N = 1.5 \text{ m/s}^2$ . Response spectra (5% damping) of the studied earthquakes in transverse (left) and longitudinal (right) directions at OGH1 station (ground floor) compared to the design code response spectrum (PS92 (1995) with  $a_N = 1.5 \text{ m/s}^2$ ).

### 3.3.4 Test sous vibrations ambiantes

En juin 2005, un test sous vibrations ambiantes a été mené à l'Hôtel de Ville en partenariat avec les services techniques. Ainsi, 36 points de la structure ont été enregistrés dans 8 jeux de données. Deux points par étage ont été enregistrés au minimum ce qui permet une description de la globalité du comportement du bâtiment, y compris la torsion. L'analyse modale a été réalisée par FDD (cf. § 1.3.5)

Seulement trois modes ont été déterminés avec précision (fig. 3.17) : le premier mode de flexion longitudinale à  $1.157 \pm 0.006$  Hz avec un amortissement de 0.9%, le premier mode de flexion transversal à  $1.217 \pm 0.006$  Hz avec un amortissement de 1.1%, et le premier mode de torsion à  $1.45 \pm 0.01$  Hz avec un amortissement de 0.9%. Le premier mode longitudinal n'est pas parfaitement pur mais possède une légère composante en torsion qui n'est pas présente dans le premier mode transversal. On peut distinguer le second mode longitudinal à  $4.5 \pm 0.2$  Hz et un mode qui ressemble au second mode de torsion à  $5.7 \pm 0.2$  Hz. On trouve également un mode de respiration, le premier mode vertical à  $9.3 \pm 0.2$  Hz. C'est le seul exemple du genre qui a été trouvé dans ce travail.

Les modes supérieurs sont déterminés avec une incertitude importante car ils n'agissent pas avec assez d'énergie. C'est assez surprenant car même si l'on sait que leur coefficient de participation est assez faible et que le bruit de fond à ces fréquences est d'intensité limitée, c'est le seul bâtiment de cette taille pour lequel le second mode n'a pas pu être déterminé dans les deux directions.

Les valeurs des premières fréquences dans chaque direction sont très proches l'une de l'autre, ce qui signifie que le système structural a environ la même rigidité dans les deux directions. La direction transversale est même 10% plus rigide que la direction longitudinale si on considère le rapport des fréquences au carré. On peut remarquer sur les déformées modales que les étages sous la plate-forme du 3<sup>e</sup> étage sont très raides par rapport aux suivants. Le rapport des deux premières fréquences longitudinales et de torsion,  $f_2/f_1 = 3.9$  pour ces deux modes, indiquent que la structure a un comportement mélangeant flexion et cisaillement (cf. partie 3.1).

### 3.3.5 Détermination du centre de torsion

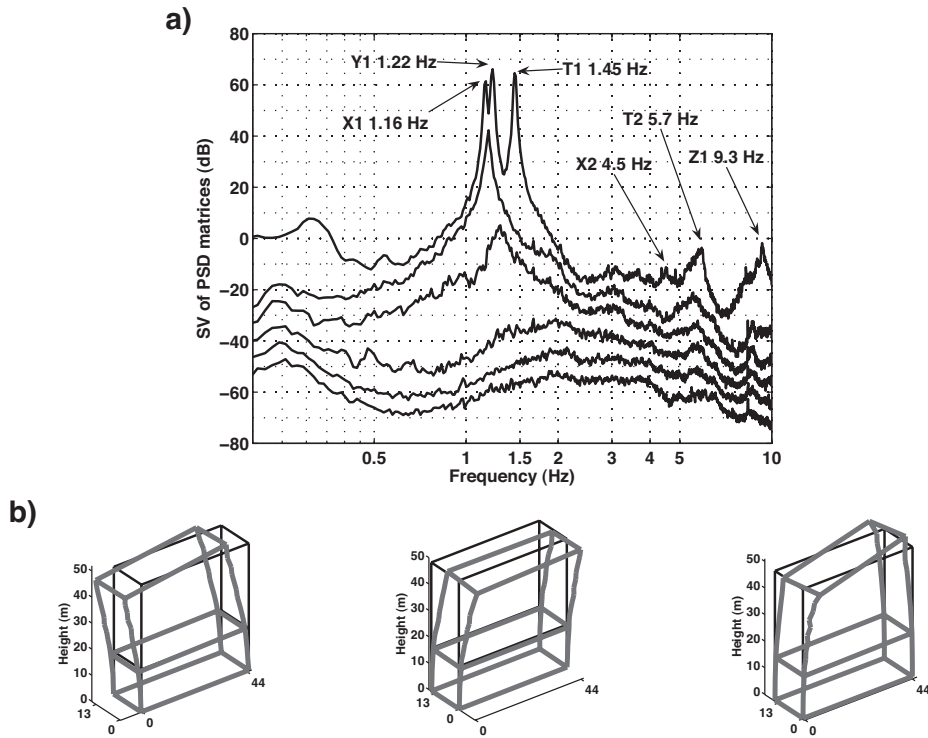
Une étude plus poussée sur le mode de torsion a été menée de manière à déterminer le centre de sa rotation. Sa détermination en utilisant directement les enregistrements est difficile car la rotation est couplée à des translations dans différentes directions. Il faut donc recourir à l'analyse modale des enregistrements (Brownjohn, 1996). Si l'on détecte un mode de torsion bien différencié de toute translation (ce qui n'est pas toujours le cas), il est alors aisé de calculer le centre de la rotation rigide effectué dans ce mode sur les déformées modales. Le jeu de données utilisé pour ce calcul n'est pas le test sous vibrations ambiantes précédemment décrit, mais des enregistrements de bruit par le réseau permanent, en particulier les trois stations situées sur le toit de l'Hôtel de Ville. Ces enregistrements sont disponibles en grande quantité pour réaliser une étude plus précise. Avec 6 composantes disponibles pour trouver le centre de la rotation, le problème est sur-déterminé. Il faut donc réaliser une inversion par moindres carrés pour trouver le meilleur centre de la rotation rigide.

On note  $u_n$  et  $v_n$  les accélérations relatives à la fréquence du mode considéré respectivement dans les directions N et O (X et Y) pour les différents capteurs du toit (fig. 3.18).

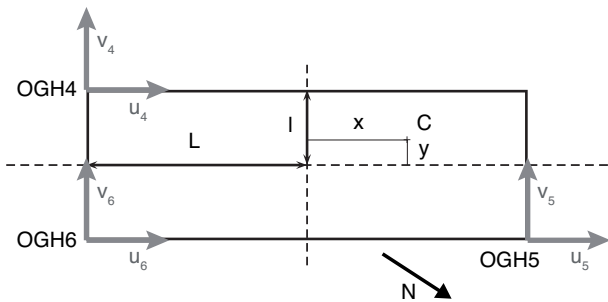
On choisit  $u_4$  comme référence. Soit  $C(x,y)$  le centre de rotation recherché. De la figure 3.19, en notant  $\alpha$  l'accélération angulaire et en négligeant l'accélération centripète qui est du second ordre en  $\alpha$ , on déduit que :

$$\vec{u}_4 = -R\alpha \sin\varphi \vec{e}_x \quad (3.2)$$

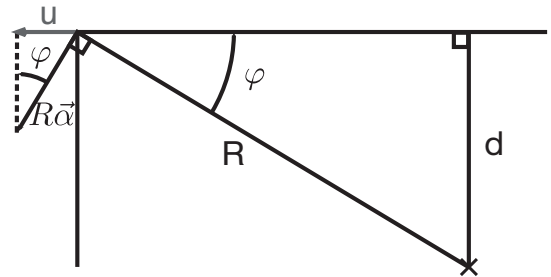




**Figure 3.17 :** Résultats de l'analyse modale par FDD : a) Spectre de la structure sous vibrations ambiantes (moyenne sur les 8 jeux de données des 6 premières valeurs singulières des matrices de densité spectrale) ; b) Trois premiers modes structuraux, de gauche à droite, flexion longitudinale (X1), flexion transversale (Y1) et torsion (T1). Modal analysis results using FDD : a) Spectrum of the structure under ambient vibrations (average on the 8 datasets of the 6 first singular values of the PSD matrices) ; b) Three first structural modes, from left to right, longitudinal bending (X1), transverse bending (Y1) and torsion (T1).



**Figure 3.18 :** Schéma du toit de l'Hôtel de ville de Grenoble avec les stations OGH4, OGH5 et OGH6. Grenoble City Hall roof scheme with OGH4, OGH5 and OGH6 stations.



**Figure 3.19 :** Projection de l'accélération angulaire. Angular acceleration projection.

$$u_4 = -\alpha d = -(l - y)d \quad (3.3)$$

On calcule de même les  $u_n$  et les  $v_n$  et on les normalise par  $u_4$  :

$$\begin{cases} a_1 = \frac{u_5}{u_4} = \frac{-(l+y)}{l-y} \\ a_2 = \frac{u_6}{u_4} = \frac{-(l+y)}{l-y} \\ a_3 = \frac{v_4}{u_4} = \frac{L+x}{l-y} \\ a_4 = \frac{v_5}{u_4} = \frac{-(L-x)}{l-y} \\ a_5 = \frac{v_6}{u_4} = \frac{L+x}{l-y} \end{cases} \quad (3.4)$$

$$\begin{pmatrix} 0 & a_1 \\ 0 & a_2 \\ 1 & a_3 \\ 1 & a_4 \\ 1 & a_5 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} (a_1 + 1)l \\ (a_2 + 1)l \\ a_3l - L \\ a_4l + L \\ a_5l - L \end{pmatrix} \quad (3.5)$$

$$A \quad X = B \quad (3.6)$$

$$X = A^{-1}B \quad (3.7)$$

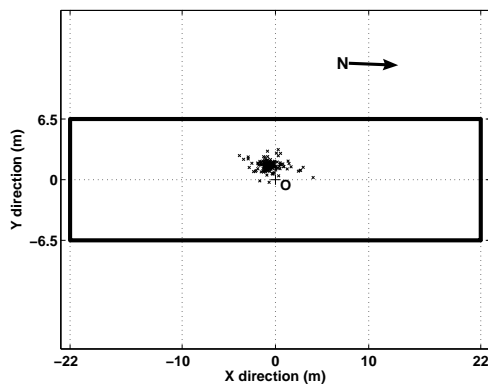
où  $A^{-1}$  est le pseudo inverse de  $A$ , c'est-à-dire la matrice qui minimise  $e = \| AA^{-1}B - B \|$  (moindres carrés). Ce paramètre  $e$  est nommé résidu, il caractérise la pertinence de l'inversion du centre de rotation. S'il est trop grand, c'est que le mode considéré n'est pas de la torsion pure.

235 enregistrements de 8 min entre 2004 et 2005 ont été analysés par FDD. Le centre de torsion a été calculé pour chacun d'eux. Il s'agit pour la plupart d'enregistrements de bruit mais les événements sismiques de 2005 ont été conservés. Originellement, les données de 2004 et de 2005 ont été exploitées séparément mais la similarité des distributions autorise à n'en considérer qu'une seule. Il n'y a donc pas d'évolution temporelle perceptible à l'échelle de 6 mois des caractéristiques de la torsion du bâtiment. Le résidu de l'inversion du centre de rotation est très grand pour certains enregistrements à cause d'erreurs dans la phase pour le calcul de la déformée par FDD du fait de la durée trop courte des signaux. Il a donc été choisi de ne conserver que les 178 meilleurs résultats (75 %). Les caractéristiques de la distribution sont présentées dans le tableau suivant :

<b>Nombre d'échantillons</b>	178
<b>Fréquence (Hz)</b>	
Moyenne	1.453
Ecart type	0.008
<b>Abscisse x du centre de torsion (m)</b>	
Moyenne	-0.63
Ecart type	1.00
Incertitude sur la moyenne	0.15
<b>Ordonnée y du centre de torsion (m)</b>	
Moyenne	1.50
Ecart type	0.49
Incertitude sur la moyenne	0.07

En ce qui concerne la fréquence du mode de torsion, on voit qu'elle est très bien définie à 1.453 Hz avec un écart type de 0.008 Hz (0.5 %) ce qui correspond au pas en fréquence de la transformée de Fourier (0.0076 Hz).

Le centre de torsion montre une distribution naturelle autour d'un point bien déterminé à  $(-0.63 \pm 0.15 \text{ m}; 1.50 \pm 0.07 \text{ m})$  (fig. 3.20). Il est donc assez bien centré dans la direction longitudinale (50 cm vers le Sud à comparer à la longueur du bâtiment de 44 m.) et décalé de 1.5 m vers l'Ouest dans la direction transversale. Il faut noter que la direction transversale est deux fois mieux contrainte que la direction longitudinale simplement à cause de sa dimension. Un léger décalage par rapport au centre des masses implique qu'un couple de torsion apparaît lors d'une sollicitation orthogonale à ce décalage. Or la faible part du mode de torsion par rapports aux modes de flexion dans les enregistrements de séismes (cf. partie 3.4) autorise à se demander si le décalage constaté par rapport au centre géométrique correspond au décalage par rapport au centre des masses, même si la structure semble symétrique d'après les plans (fig. 3.2). Le mécanisme d'excitation du mode de torsion nécessiterait des investigations supplémentaires. Les mesures permettent néanmoins d'améliorer la compréhension du comportement dynamique de la structure par rapport à l'analyse des plans seuls.



**Figure 3.20 :** *Distribution des centres de rotation de l'Hôtel de Ville de Grenoble pour les 178 enregistrements considérés.* Centres of rotation distribution at the Grenoble City Hall for the 178 studied recordings.

### 3.3.6 Comparaison modèle modal-enregistrements réels

Pour montrer la pertinence du modèle modal fondé sur les paramètres modaux extraits des vibrations ambiantes et calculé analytiquement grâce à l'intégrale de Duhamel (cf. § 2.2.2), les enregistrements des séismes à l'Hôtel de Ville ont été comparés au modèle. Ce dernier ne comporte que le premier mode de flexion dans chaque direction. Le mode de torsion est négligé par souci de simplification. Le modèle 1D est réalisé en faisant la moyenne des déformées modales à chaque étage.

La sollicitation considérée est la moyenne des enregistrements aux 3 stations situées au rez-de-chaussée. Les paramètres du tableau 3.8 (accélération et vitesse maximales au sommet, intensité d'Arias et déformation maximale) ainsi que la durée sont comparés aux modèles. La durée est définie ici comme le temps entre 5 et 95% de l'intensité d'Arias (Kramer, 1996). Les résultats sont présentés sur la figure 3.21.

La plupart des erreurs sur les vitesses maximales, les déformations maximales et les durées sont inférieures à 20%. L'intensité d'Arias au sommet est également bien reproduite à part

pour les plus petits séismes. Les accélérations ont tendance à être sous-estimées par le modèle, à l'inverse des durées, qui sont parfois sur-estimées, peut-être à cause de l'amortissement qui augmenterait avec l'amplitude de la sollicitation et donc diminuerait la durée de la résonance. Le fait de négliger le mode de torsion est sans doute la plus grosse approximation faite ici. On constate que les erreurs épistémiques, c'est-à-dire sur la simplification de la réalité, sont d'un ordre inférieur. Les résultats sont donc globalement satisfaisants et valident ce modèle modal issu des paramètres modaux obtenus sous vibrations ambiantes pour reproduire le mouvement de la structure sous séisme modéré.

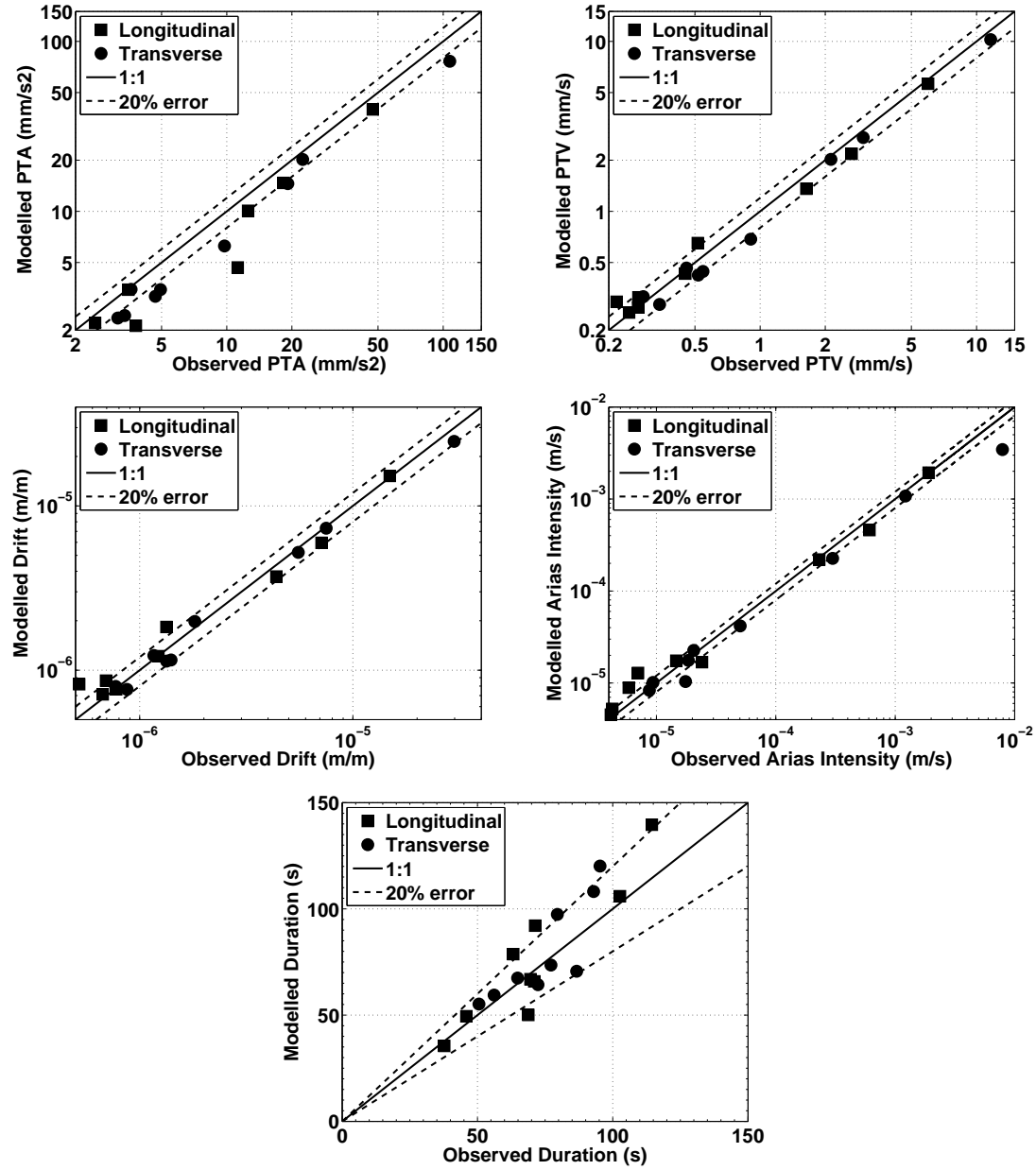
Si l'on considère les enregistrements du séisme de Vallorcine, on constate une forte anisotropie : l'amplitude dans la direction transversale est deux fois plus importante que l'amplitude dans l'autre direction au sommet ( $PTA_T = 0.11 \text{ m/s}^2$ ,  $PTA_L = 0.05 \text{ m/s}^2$ ), alors que l'accélération maximale au sol est plus forte dans la direction longitudinale ( $PGA_T = 0.020 \text{ m/s}^2$ ,  $PGA_L = 0.024 \text{ m/s}^2$ ). Si l'on compare les traces en temps au sommet entre le modèle et les enregistrements (fig. 3.22), on constate un excellent accord avec des coefficients de corrélation de 88% et 76% respectivement dans les directions longitudinale et transversale. Cette anisotropie n'est donc pas produite par un comportement complexe du bâtiment mais par le spectre du mouvement du sol. Cela montre à quel point le mouvement du sol doit être bien décrit pour expliquer le mouvement des structures alors qu'un modèle simple, issu de paramètres mesurés, suffit bien souvent pour représenter la structure elle-même.

Le modèle permet d'estimer la déformation inter-étage dont les maxima sont représentés figure 3.23. Elle est supérieure dans la direction transversale, mais seulement au dessus de la plate-forme du 3<sup>e</sup> étage. La structure n'est donc pas régulière et toute la déformation se répartit au dessus de cette plate-forme. Elle vaut environ  $2 \times 10^{-5}$  entre le 3<sup>e</sup> et le 12<sup>e</sup> étage dans la direction longitudinale contre  $4 \times 10^{-5}$  dans la direction transversale, c'est-à-dire le double. Ces valeurs sont cependant deux ordres de grandeur en dessous de la déformation à partir de laquelle l'endommagement pourrait se produire (cf. § 5.3.1 pour une étude détaillée).

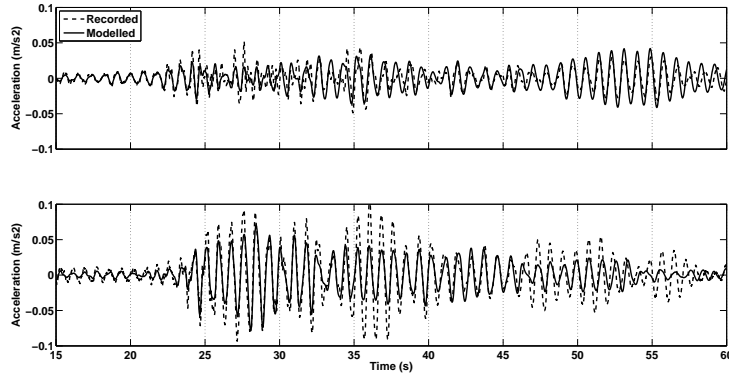
### 3.3.7 Comparaison des fréquences sous bruit de fond et séisme

Pour montrer la pertinence des caractéristiques modales déterminées sous vibrations ambiantes, les premières fréquences propres de l'Hôtel de Ville de Grenoble ont été déterminées pour chacun des neuf séismes sélectionnés. Chaque couple de stations base-sommet (OGH1-OGH4, OGH2-OGH5 et OGH3-OGH6) est modélisée par un filtre auto-régressif (AR) (cf. § 1.3.4). Seul le premier mode de flexion dans chaque direction est considéré. On gardera seulement le résultat médian des trois couples de stations. La figure 3.24 montre une baisse de la fréquence propre logarithmique dans chaque direction avec l'augmentation de la déformation. La baisse de fréquence entre le séisme de Méribel, le plus faible, et le séisme de Vallorcine, le plus fort, vaut 2%. Cette baisse est donc détectable par des enregistrements, mais très faible en comparaison de la précision avec laquelle elle est généralement déterminée en pratique (tab. 3.9).

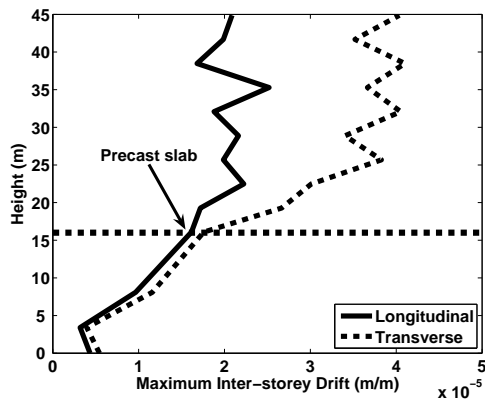
Les valeurs de fréquence pour les séismes les plus faibles sont supérieures aux fréquences obtenues sous vibrations ambiantes car le système considéré n'est pas le même : dans le cas des séismes, on a isolé la structure base-fixe alors que dans le cas des vibrations ambiantes, tout



**Figure 3.21 :** Comparaison entre observations et modèles pour différents paramètres : accélération et vitesse maximales au sommet (en haut), déformation maximale et intensité d'Arias au sommet (au centre) et durée (en bas) calculés à partir des enregistrements du réseau permanent de l'Hôtel de Ville et du modèle modal proposé. Comparison between observations and models for various parameters : peak acceleration and velocity at the roof (top), maximum drift and Arias Intensity at the roof (centre) and duration (bottom) computed using the recordings of the permanent network of the City Hall and the modal model.



**Figure 3.22 :** Comparaison entre les enregistrements (pointillés) et la modélisation (trait plein) du séisme de Vallorcine au sommet de l'Hôtel de Ville de Grenoble dans les directions longitudinale (en haut) et transversale (en bas). Comparison between recordings (dashed lines) and modelling (solid lines) for the Vallorcine Earthquake at the top of the Grenoble City Hall in longitudinal (top) and transverse (bottom) directions.



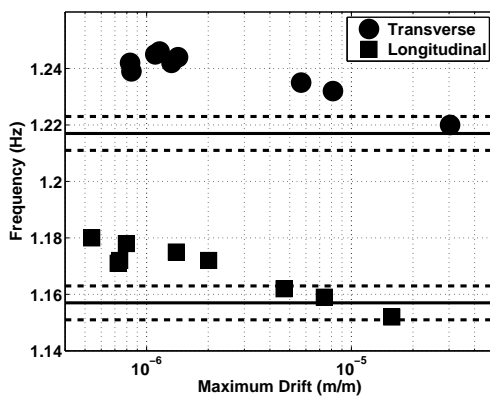
**Figure 3.23 :** Déformation inter-étage maximale lors du séisme de Vallorcine modélisée grâce au modèle modal. Maximum inter-story drift during Vallorcine Earthquake modelled using the modal model.

le système sol-structure est pris en compte. Les différences observées sont de l'ordre de 2 à 3%. L'effet de l'interaction entre la structure et son sol de fondation est donc du même ordre de grandeur que les non-linéarités dues à l'augmentation de la sollicitation pour les séismes enregistrés.

La baisse de fréquence dans le bâtiment base-fixe serait due principalement à la mise en fonctionnement progressive de fissures dans le béton à mesure que la sollicitation augmente alors que son comportement reste élastique. Cela diminuerait temporairement la rigidité de la structure et donc les fréquences (Dunand et al., 2006).

Bien que l'hypothèse de bruit blanc ne soit pas remplie, la FDD a tout de même été utilisée pour déterminer les modes de la structure pendant le séisme de Vallorcine. D'après Ventura et al. (2003a), la FDD est assez robuste pour permettre ce calcul, bien que le temps d'enregistrement soit très court. On trouve de la même manière une baisse de 1.5% à 4% entre les vibrations ambiantes et le séisme de Vallorcine (tab. 3.9).

Que l'on considère ou non l'interaction sol-structure, une baisse de 2 à 4% des premières fré-



**Figure 3.24 :** Décroissance des deux premières fréquences de résonance de l'Hôtel de Ville de Grenoble (système base fixe) en fonction de la déformation maximale entre le toit et le rez-de-chaussée. Les lignes noires représentent les fréquences obtenues sous vibrations ambiantes par FDD pour le système structure-sol et les pointillés les incertitudes sur ces valeurs. Decrease of the two first resonance frequencies of the Grenoble City Hall (fixed-base system) with respect to the maximum drift. Solid lines represent frequencies obtained under ambient vibrations (FDD) for the whole soil-structure system and dashed lines uncertainties on these values.

quences propres est constatée entre les vibrations ambiantes et le séisme de Vallorcine (tab. 3.9). Ce dernier a induit des déformations 30 fois plus importantes. Il faut faire attention si l'on souhaite extrapoler ces valeurs pour des déformations plus grandes, mais on peut considérer que la tendance à la baisse de manière logarithmique est valable dans le domaine élastique. Cela signifie que la valeur des fréquences obtenues sous vibrations ambiantes est pertinente pour l'analyse sous séisme modéré et qu'il n'existe pas de non-linéarité marquée de la fréquence dans le domaine des petites et des moyennes déformations (élastique).

### 3.3.8 Conclusion

Nous avons montré que l'analyse modale d'enregistrements de vibrations ambiantes permet une description pertinente et précise du comportement dynamique des structures. Elle permet de prédire le mouvement d'une structure sous séisme modéré avec une bonne précision en rapport avec sa facilité de mise en oeuvre. Une année d'enregistrements continu à l'Hôtel de Ville de Grenoble complété par un test de la structure en 3D sous vibrations ambiantes ont permis de bien comprendre son comportement dynamique. Il est dominé par son premier mode de flexion dans chaque direction avec, en outre, un mode de torsion. Sur les enregistrements de séismes, les fréquences de la structure diminuent de 3% par rapport aux valeurs sous vibrations ambiantes.

	FDD			Modélisation AR		
Fréquences de résonance (Hz)	Vibrations ambiantes	Séisme de Vallorcine	Baisse	Séisme de Méribel	Séisme de Vallorcine	Baisse
PGA/PTA (mm/s <sup>2</sup> )	0.1/1	23/107		0.9/5	23/107	
<b>1<sup>er</sup> mode longitudinal</b>	1.16	1.13	2.6%	1.180	1.152	2.4%
<b>1<sup>er</sup> mode transversal</b>	1.22	1.17	4.1%	1.242	1.220	1.8%
<b>1<sup>er</sup> mode de torsion</b>	1.44	1.42	1.4%	1.442	1.414	2.0%

**Tableau 3.9 :** Baisse de la fréquence propre entre les sollicitations de faible niveau (vibrations ambiantes ou séisme de Méribel) et le séisme de Vallorcine par deux méthodes différentes : la FDD et la modélisation Auto-Regressive. Resonance frequency drop between low-level shaking (ambient vibrations or Méribel Earthquake) and Vallorcine Earthquake using two different methods : FDD and AR modelling.

Cette baisse de fréquence est logarithmique avec la déformation subie et suffisamment faible pour être négligée dans le domaine élastique, c'est-à-dire sur plusieurs ordres de grandeur de l'amplitude du mouvement de la structure.

Le modèle modal fondé sur les paramètres modaux obtenus sous vibrations ambiantes a permis de reproduire le mouvement de la structure lors des séismes modérés avec une bonne précision sur les amplitudes et la phase. Il permet de déterminer la déformation inter-étage pour un mouvement sismique donné et il peut être utilisé pour déterminer si la structure a dépassé, ou non, sa limite élastique pour un séisme scénario. Il s'agit d'une indication sur sa vulnérabilité sismique. Cette partie sera détaillée au chapitre 5.

### 3.4 Baisse de fréquence transitoire - permanente dans les structures. Apport de la représentation temps-fréquence

Pour comprendre comment les fréquences propres évoluent au cours d'une sollicitation sismique, l'outil le plus naturel est la représentation temps-fréquence. Elle permet de suivre la distribution de l'énergie du signal en fréquence au cours du temps. Ainsi, dans un bâtiment, l'essentiel de l'énergie se concentre aux premières fréquences propres dans chaque direction principale. Elles sont donc les plus faciles à suivre dans le temps.

L'objectif de cette étude est de déterminer à une échelle de temps très courte, de l'ordre de la minute, les variations des fréquences propres et en particulier d'estimer la fréquence minimale atteinte au cours de l'événement, ainsi que le temps auquel elle est atteinte, et d'étudier le processus de remontée de la fréquence.

Pour cela, la pseudo-distribution de Wigner-Ville réallouée et lissée, une méthode très précise en temps et en fréquence a été utilisée. Le processus qui mène à cette distribution est présenté dans un premier temps. Cette méthode est ensuite appliquée à des mouvements forts enregistrés à la Millikan Library du campus de Caltech (Pasadena, Californie). Enfin, elle a été appliquée aux séismes les plus forts enregistrés à l'hôtel de ville de Grenoble.



### 3.4.1 Méthode d'analyse : la distribution temps-fréquence de Wigner-Ville réallouée

Il existe de nombreuses méthodes pour réaliser la représentation temps-fréquence, la plus simple étant de compter le nombre de passages à zéro dans une fenêtre de temps. Neild et al. (2003) ont passé en revue ces méthodes appliquées aux vibrations de structure. On distinguera la fréquence instantanée, les méthodes fenêtrées et les méthodes utilisant des distributions bilinéaires, c'est-à-dire travaillant simultanément en temps et en fréquence. Soit  $x_a(t)$  le signal analytique du signal  $x(t)$ , défini par :

$$x_a(t) = x(t) + j\hat{x}(t) \quad (3.8)$$

avec  $\hat{x}(t)$  la transformée de Hilbert de  $x(t)$  définie par :

$$\hat{x}(t) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{x(\tau)}{t - \tau} d\tau \quad (3.9)$$

En écrivant  $x_a(t)$  sous sa forme polaire  $x_a(t) = E(t)e^{j\phi(t)}$ , on définit l'enveloppe  $E(t)$  et la phase instantanée  $\phi(t)$  du signal. Pour toutes les méthodes temps-fréquence, on utilise préférentiellement le signal analytique au signal réel (Neild et al., 2003). On peut également définir la fréquence instantanée  $\omega(t)$  comme :

$$\omega(t) = \frac{d\phi(t)}{dt} \quad (3.10)$$

La fréquence instantanée permet donc de suivre l'évolution d'une fréquence propre à condition de pouvoir filtrer le signal finement autour de cette fréquence. Todorovska et Trifunac (2007) proposent de lisser la fréquence instantanée grâce à une transformée de Gabor.

Les méthodes fenêtrées sont les plus répandues. En particulier, le spectrogramme consiste à réaliser des transformées de Fourier sur des fenêtres de temps très courtes. L'utilisation du spectrogramme nécessite de trouver un compromis entre la précision en fréquence et la finesse en temps. La fenêtre d'apodisation utilisée joue également un rôle déterminant pour lisser les résultats. Il est également possible d'utiliser un modèle auto-regressif (cf. § 1.3.4) à la place de la transformée de Fourier.

Pour dépasser les compromis à trouver entre précision en fréquence et en temps, des méthodes alternatives impliquant de calculer des distributions temps-fréquence conjointes ont été développées. On appelle ces distributions « distributions d'énergie » car elles répartissent l'énergie du signal dans le plan temps-fréquence. Elles doivent donc conserver l'énergie totale ainsi que l'énergie instantanée et la densité spectrale d'énergie. La plupart utilisent la classe des distributions de Cohen qui ont la propriété supplémentaire d'être covariantes par translation en temps et en fréquence, c'est-à-dire qu'une translation en temps ou en fréquence du signal est répercutée sans biais dans la distribution temps-fréquence (Auger et al., 1995b; Neild et al., 2003). Une autre classe de distribution, la classe affine, conserve seulement les translations en temps et la dilatation. Un exemple connu de cette classe est la transformée en ondelettes, proposée notamment par Argoul et Le (2003) et utilisée par Hans et al. (2005) pour étudier les effets non-linéaires produits par les chocs appliqués sur des bâtiments.

La formule générale des distributions de la classe de Cohen pour le signal analytique  $x_a(t)$  s'écrit (Neild et al., 2003) :

$$P(t, f) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} e^{-j2\pi f\tau + j\theta(u-t)} \phi(\theta, \tau) x_a(u + \frac{\tau}{2}) x_a^*(u - \frac{\tau}{2}) du d\tau d\theta \quad (3.11)$$

avec  $\phi(\theta, \tau)$  une fonction arbitraire que l'on appelle le noyau. Cette distribution du temps ( $t$ ) et de la fréquence ( $f$ ) peut-être vue comme la transformée de Fourier (intégrale en  $\tau$ ) du filtrage en temps (convolution) du signal bilinéaire  $x_a(u + \frac{\tau}{2}) x_a^*(u - \frac{\tau}{2})$  par le filtre  $\psi(\nu, \tau) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-j\theta\nu} \phi(\theta, \tau) d\theta$ .

Si le noyau est indépendant de  $x_a$ , la distribution est dite bilinéaire car  $x_a$  n'apparaît que deux fois. La plus simple des distributions de la classe de Cohen est la distribution de Wigner-Ville ( $P_{WV}$ ) pour laquelle le noyau vaut 1 :

$$P_{WV}(t, f) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-j2\pi f\tau} x_a(t + \frac{\tau}{2}) x_a^*(t - \frac{\tau}{2}) d\tau \quad (3.12)$$

Elle satisfait toutes les propriétés liées à l'énergie précédemment citées. Par ailleurs, elle est toujours à valeurs réelles, elle conserve les dilatations, elle est compatible avec le filtrage et avec la modulation en fréquence et elle conserve le support en temps et en fréquence. Son centre de gravité en temps donne la fréquence instantanée. Notons que, de fait, elle fait également partie de la classe affine.

L'intégrale en temps est ici évaluée de  $-\infty$  à  $+\infty$  et pas seulement sur une fenêtre de temps courte comme pour le spectrogramme, ce qui permet de n'avoir aucune limite sur la précision en fréquence. Le désavantage de la forme bilinéaire est que des termes sont ajoutés dans la distribution lorsque l'on évalue le produit  $x_a(t + \frac{\tau}{2}) x_a^*(t - \frac{\tau}{2})$  (« interférences »). Il existe des noyaux qui permettent de limiter ces interférences mais c'est au détriment du nombre de propriétés de la distribution.

Dans la pratique, l'estimation de  $x_a(t + \frac{\tau}{2}) x_a^*(t - \frac{\tau}{2})$  de  $-\infty$  à  $+\infty$  n'est pas possible. On recourt donc à la version fenêtrée (ou pseudo-distribution de Wigner-Ville  $P_{pWV}$ ) qui revient à un lissage en fréquence (Auger et al., 1995b) :

$$P_{pWV}(t, f; h) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) e^{-j2\pi f\tau} x_a(t + \frac{\tau}{2}) x_a^*(t - \frac{\tau}{2}) d\tau \quad (3.13)$$

avec  $h$  une fenêtre d'apodisation. On diminue ainsi l'amplitude des interférences mais on augmente leur largeur et l'on perd les propriétés de conservation de l'énergie instantanée et de la densité spectrale, la conservation du support en temps et en fréquence. Le lissage, et donc la résolution en temps et en fréquence, est seulement contrôlé par la fenêtre de temps  $h$ . Pour éviter cela, il est possible d'introduire également une fenêtre de lissage en temps  $g$ . On obtient ainsi la pseudo-distribution de Wigner-Ville lissée ( $P_{pWVl}$ ) (Auger et al., 1995b) :

$$P_{pWVl}(t, f; g, h) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) \int_{-\infty}^{\infty} g(u - \tau) x_a(u + \frac{\tau}{2}) x_a^*(u - \frac{\tau}{2}) e^{-j2\pi f\tau} du d\tau \quad (3.14)$$

L'inconvénient des distributions d'énergie temps-fréquence est la difficulté à les interpréter, due à la largeur de bande des fréquences ayant de l'énergie et aux interférences. La méthode utilisée pour rendre les représentations temps-fréquence plus lisibles est la réallocation (Auger

et al., 1995b). L'observation qui a conduit à cette méthode est qu'il n'y a pas de raison physique pour que la distribution d'énergie soit symétrique autour d'un point du domaine considéré. Le principe de la réallocation (*reassignment* en anglais) est donc d'affecter l'énergie de la distribution locale de l'énergie d'un point d'un domaine au centre de gravité de ce domaine. La distribution réallouée est la somme des distributions obtenues en chaque point. En termes mathématiques, la distribution réallouée de la pseudo-distribution de Wigner-Ville lissée ( $P_{pWVlr}$ ) s'écrit (Auger et al., 1995b) :

$$P_{pWVlr}(t', f'; g, h) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} P_{pWVl}(t, f; g, h) \delta(t' - \hat{t}(t, f)) \delta(f' - \hat{f}(t, f)) dt df \quad (3.15)$$

$$\text{avec } \hat{t}(t, f) = t - \frac{P_{pWVl}(t, f; t.g, h)}{2\pi P_{pWVl}(t, f; g, h)} \quad (3.16)$$

$$\text{et } \hat{f}(t, f) = f + j \frac{P_{pWVl}(t, f; t.g, \frac{dh}{dt})}{2\pi P_{pWVl}(t, f; g, h)} \quad (3.17)$$

La pseudo-distribution de Wigner-Ville réallouée et lissée permet donc de visualiser l'évolution de la fréquence propre des structures lors d'un séisme avec une finesse et une résolution en temps et en fréquence parfaitement adaptées à des variations de fréquence très faibles (de l'ordre de quelques %).

La *Time-Frequency ToolBox TFTB* (Auger et al., 1995a) (<http://tftb.nongnu.org/>) développée dans le cadre du groupe Information Signal Image Vision (GdR ISIS) du CNRS est une collection de scripts Matlab et Octave sous licence GNU implémentant toutes ces méthodes et bien d'autres. Elle a été utilisée pour les calculs qui viennent.

L'objectif de la représentation temps-fréquence est ici de suivre l'évolution de la fréquence propre d'une structure. Comme les amplitudes sont très variables lorsque l'on considère soit des vibrations ambiantes soit des transitoires (séismes), il faut normaliser l'amplitude de la représentation. Pour les méthodes fenêtrées, il suffit de normaliser chaque fenêtre de temps par le maximum à chaque pas de temps ce qui n'est pas possible pour les distributions temps-fréquence. Le plus simple est alors de transformer le signal à étudier en un signal stationnaire en le divisant par son enveloppe, définie précédemment à l'aide de la transformée de Hilbert.

La pseudo-distribution de Wigner-Ville réallouée et lissée permet donc de calculer la distribution temps-fréquence d'un signal avec une grande finesse en fréquence. Nous l'avons appliquée à des enregistrements de mouvements forts enregistrés dans la Millikan Library (Pasadena, Californie) puis sur des séismes modérés enregistrés à l'Hôtel de Ville de Grenoble.

### 3.4.2 Séismes forts - Application à la Millikan Library

Clinton et al. (2006) et Dunand (2005) ont montré les baisses de fréquences transitoires et permanentes qu'a subi la R. Millikan Library du campus de Caltech (Pasadena, Californie) au cours de son existence. Il s'agit d'une structure en béton armé de 9 étages construite en 1967.

Elle fait  $21 \times 22.9$  m en plan sur une hauteur de 43.9 m. Le système structural se compose d'une ossature en béton armé complétée par 2 murs voiles dans la direction N. Un noyau composé de murs en béton armé ajoute de la rigidité à la structure. Elle possède par ailleurs un oscillateur harmonique installé en permanence sur le toit depuis le début des années 1970 et toujours utilisé pour des tests sous vibrations forcées. Grâce au programme CSMIP, le bâtiment a été instrumenté dès 1968 par deux accéléromètres trois composantes, l'un sur le toit et l'autre au sous-sol.

Le 9 février 1971, le séisme de San Fernando ( $M_L = 6.6$  à 31 km) engendre des accélérations maximales au toit de respectivement 306 et 341  $\text{cm/s}^2$  dans les directions E-O et N-S, les plus fortes enregistrées jusqu'à aujourd'hui dans la structure, pour une accélération maximale au sol de  $2.0 \text{ m/s}^2$ . Ce séisme cause de la fissuration et le délitement du béton dans les planchers au rez-de-chaussée ainsi que des fissures horizontales dans les murs du noyau entre le sous-sol et le second étage dans la direction N-S.

La pseudo-distribution de Wigner-Ville réallouée et lissée a été calculée pour les enregistrements au toit de ce séisme et représentée figure 3.25. La construction du bâtiment terminée, différents tests sous vibrations ambiantes et forcées lui attribuent une première fréquence propre de 1.45 Hz dans la direction E-O et entre 1.91 et 1.98 Hz dans la direction N-S (Clinton, 2004). Dans la direction E-O, on constate une rapide baisse de la fréquence au cours du séisme de San Fernando, qui dure 15 s. On ne distingue pas la fréquence pré-sismique du fait du peu de temps d'enregistrement juste avant le séisme, mais elle est supérieure à 1.3 Hz. La valeur minimale atteinte est 0.94 Hz, soit une baisse transitoire de 35% par rapport à la valeur de 1.45 Hz obtenue à la fin de la construction (Clinton et al., 2006). Ces auteurs donnent, quant à eux, une fréquence co-sismique de 1 Hz, légèrement supérieure à celle déterminée ici. Le minimum en fréquence est atteint environ 5 s après le maximum en accélération. Une remontée progressive de la fréquence s'opère ensuite. La fréquence à la fin de l'enregistrement (environ 1.15 Hz) correspond assez bien à la valeur donnée par Clinton et al. (2006) obtenue sous vibrations forcées en 1974 (1.21 Hz), ce qui indique que la plus grande partie de la baisse transitoire de rigidité est recouverte en 50 s.

Dans la direction N-S, le schéma est le même que dans la direction E-O, c'est-à-dire une rapide baisse de fréquence (10 s) suivie d'une remontée plus lente. La fréquence pré-sismique n'est, là non plus, pas bien déterminée, mais supérieure à 1.7 Hz. La fréquence minimale atteinte est de 1.52 Hz, soit une baisse de 20% par rapport à la valeur pré-sismique donnée par Clinton et al. (2006) (1.9 Hz). La valeur co-sismique donnée par ces auteurs est 1.64 Hz, elle est là encore, légèrement supérieure à la fréquence minimale déterminée ici. La valeur post-sismique qu'ils donnent (1.77 Hz) se rapproche de la fréquence à la fin de l'enregistrement (1.7 Hz).

### 3.4.3 Séismes modérés - Application à l'Hôtel de Ville

La pseudo-distribution de Wigner-Ville réallouée et lissée a également été calculée pour les enregistrements les plus forts de l'Hôtel de Ville de Grenoble à la station OGH6 et représentée figure 3.26.

On remarque tout d'abord que la répartition de l'énergie entre les modes de flexion et le

mode de torsion est très variable : on constate par exemple que pendant le séisme du Lac de Garde ( $M_L = 5.5$  à 340 km,  $PGA = 3 \text{ mm/s}^2$ ), le mode de torsion n'est pas du tout activé. Plus généralement, pendant les phases fortes des séismes enregistrés, seuls les modes de flexion sont activés, la torsion n'ayant de l'énergie que dans la coda et sous vibrations ambiantes. Les mécanismes qui engendrent la torsion dans les structures ne sont pas bien compris aujourd'hui et une étude plus détaillée devrait être faite.

On remarque également une variation des fréquences à des courtes échelles de temps, sous vibrations ambiantes avec une très faible amplitude, de l'ordre de 1%, et sous séisme, jusqu'à 10% (fig. 3.27), pour le séisme de Vallorcine ( $M_L = 4.9$  à 127 km) qui a produit une accélération maximale au sommet de  $11 \text{ cm/s}^2$ .

Cependant, lorsque l'on compare l'enregistrement de ce séisme à un modèle linéaire résultat de la convolution de l'enregistrement au sous-sol de la structure avec un oscillateur à 1 degré de liberté avec pour caractéristiques les paramètres modaux obtenus à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes (fréquences et amortissement), on constate des variations tout à fait identiques (fig. 3.27). Cela signifie que ces variations ne sont pas issues de la structure elle-même qui a un comportement parfaitement linéaire, mais sont contenues dans le signal enregistré au sous-sol.

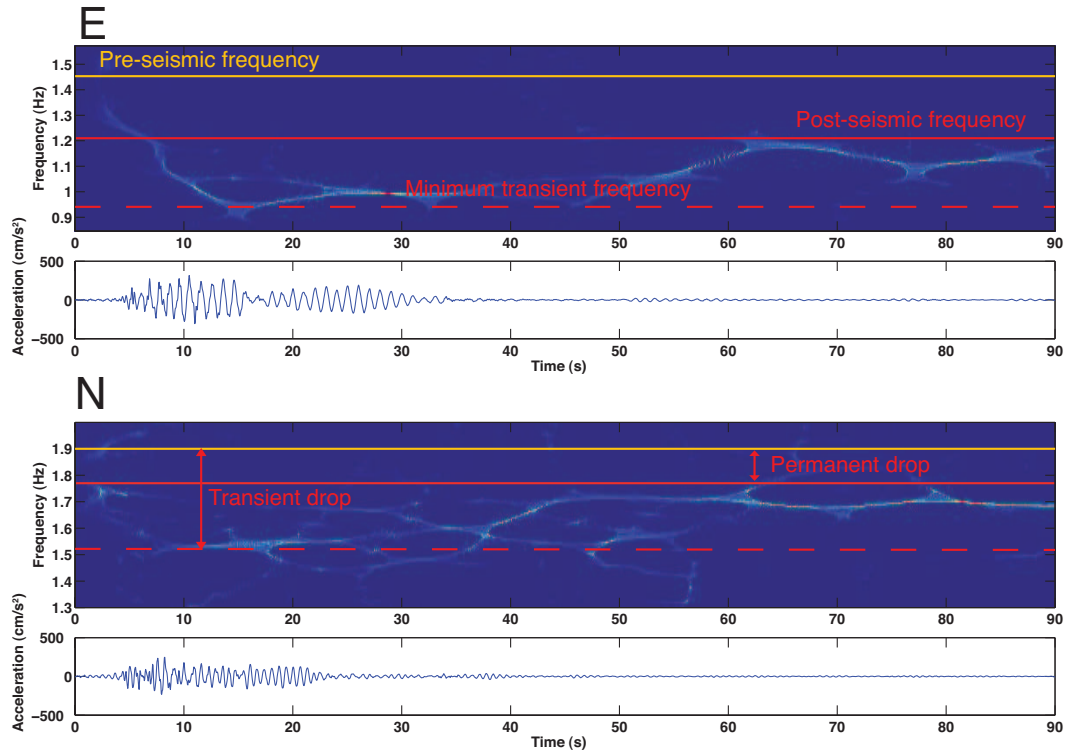
### 3.4.4 Interprétation

L'analyse temps-fréquence des signaux enregistrés au sommet de structures intègrent 3 systèmes dont les caractéristiques spectrales sont susceptibles de varier avec le temps : la source sismique, le sol de fondation de la structure et la structure elle-même.

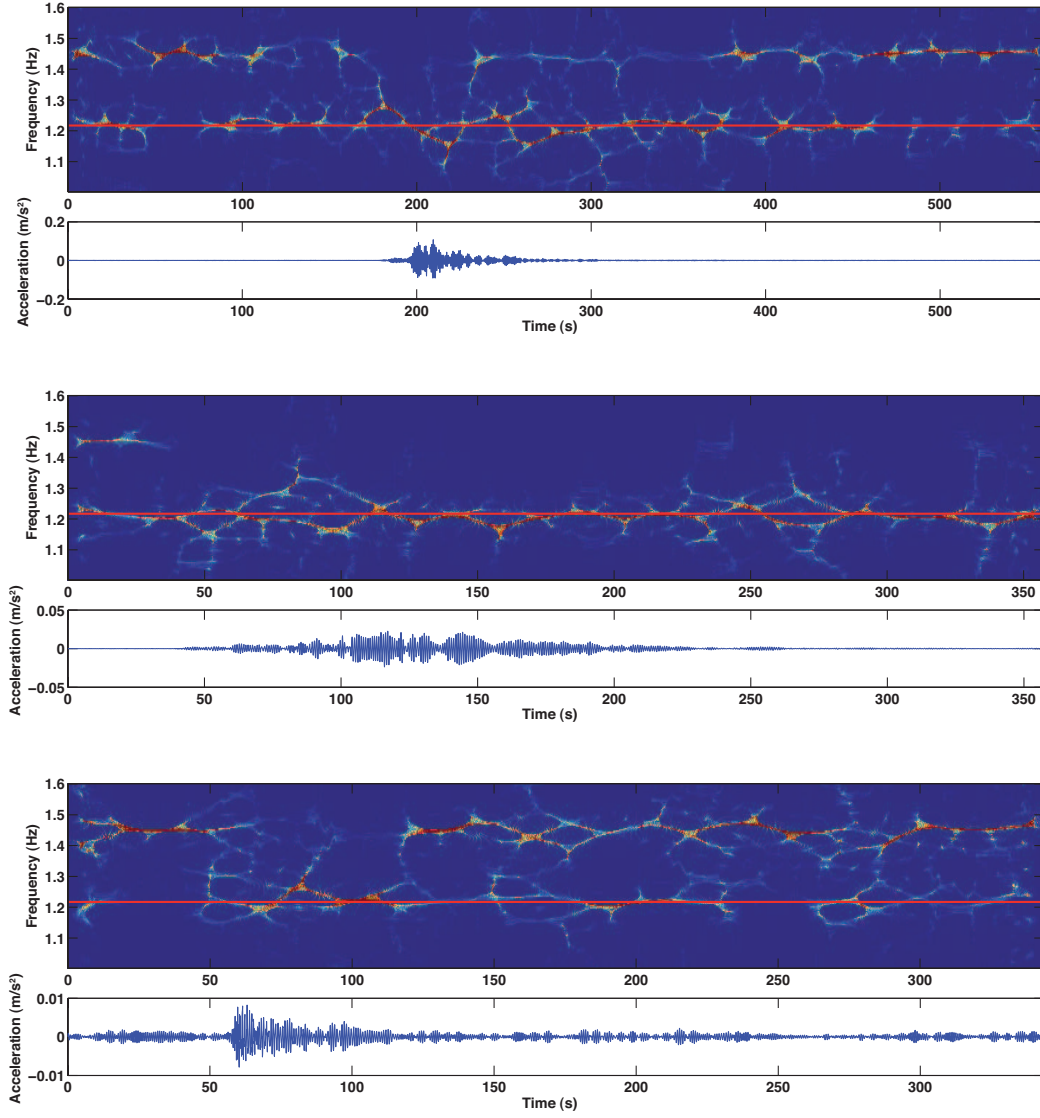
Le contenu spectral de la source d'un séisme est, tout d'abord, très variable avec le temps : l'atténuation des ondes sismiques dépend de la fréquence donc les ondes qui arrivent à la fin du sismogramme, qui ont parcouru un trajet plus long, sont plus atténuées aux hautes fréquences. La dispersion des ondes de surface a un effet inverse ce qui rend les propriétés spectrale de la source très complexes. Le bruit de fond lui-même subit des variations dans son contenu spectral mais avec des amplitudes plus faibles et à des échelles de temps plus grandes (alternance jour-nuit, été-hiver...). En effet, si son origine est assez diffuse, les variations d'une seule source n'ont pas d'incidence sur le spectre du bruit de fond.

Le comportement du sol de fondation et la manière dont il interagit avec la structure est un sujet de recherche en soi. Ses caractéristiques spectrales semblent pouvoir varier dans le temps car ses caractéristiques physiques varient avec son degré de saturation en eau, la température, etc. Son comportement est non-linéaire avec l'amplitude du mouvement, dans le domaine des fortes sollicitations lorsque ses caractéristiques physiques sont modifiées de manière permanente, mais aussi dans le domaine élastique, où ses caractéristiques physique peuvent subir des variations réversibles. Ces variations doivent affecter les fréquences et l'amortissement via le processus d'interaction sol-structure.

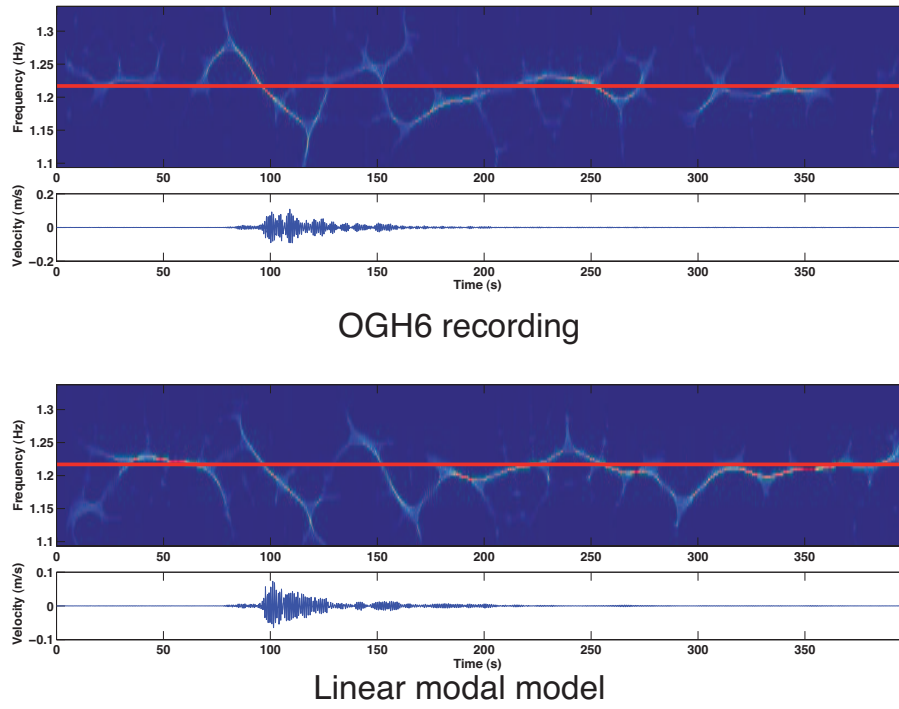
Enfin, les caractéristiques spectrales de la structure elle-même semblent varier avec l'amplitude de la sollicitation, dans le domaine élastique (baisse de fréquence transitoire due à la mise en fonctionnement de fissures à mesure que la sollicitation augmente (Dunand, 2005)) et dans le domaine plastique lorsque la structure s'endommage, c'est-à-dire perd durablement de la



**Figure 3.25 :** *Distributions temps-fréquence (pseudo-Wigner-Ville réalloué et lissé) des enregistrements au toit de la Millikan Library sur le campus de CalTech (Californie) du séisme de San Fernando  $M_L = 6.6$  du 9 février 1971 dans les directions E (en haut) et N (en bas).* Time-Frequency distribution (smoothed reassigned pseudo-Wigner-Ville) of 1971/02/09  $M_L = 6.6$  San Fernando Earthquake recordings at the roof of the Millikan Library on CalTech campus (California) in E (top) and N (bottom) directions.



**Figure 3.26 :** *Distributions temps-fréquence (pseudo-Wigner-Ville réalloué et lissé) des enregistrements à la station OGH6 dans la direction transversale des séismes de Vallorcine  $M_L = 4.9$  à 127 km (en haut), du Lac de Garde  $M_L = 5.5$  à 340 km (au centre) et de Laffrey  $M_L = 3.1$  à 15 km (en bas). La ligne horizontale rouge correspond à la première fréquence de flexion transversale obtenue sous bruit de fond (1.22 Hz), la fréquence du premier mode de torsion est 1.45 Hz.* Time-Frequency distribution (smoothed reassigned pseudo-Wigner-Ville) of the recordings at OGH6 station in the transverse direction of Vallorcine Earthquake ( $M_L = 4.9$   $\Delta = 127$  km) (top), Lago di Garda Earthquake ( $M_L = 5.5$ ,  $\Delta = 340$  km) (centre) and Laffrey Earthquake ( $M_L = 3.1$ ,  $\Delta = 15$  km) (bottom). The horizontal red line corresponds to the first transverse resonance frequency obtained under ambient vibrations (1.22 Hz). The first torsion mode frequency is 1.45 Hz.



**Figure 3.27 :** *Comparaison des distributions temps-fréquence (pseudo-Wigner-Ville réalloué et lissé) de l'enregistrement à la station OGH6 du séisme de Vallorcine ( $M_L = 4.9$  à 127 km) et du signal correspondant obtenu par le modèle modal linéaire de l'Hôtel de Ville fondé sur les paramètres modaux déterminés sous vibrations ambiantes.* Comparison between time-frequency distribution (smoothed reassigned pseudo-Wigner-Ville) of the Vallorcine Earthquake ( $M_L = 4.9$ ,  $\Delta = 127$  km) OGH6 recording and the corresponding signal computed using the modal model of the City Hall based on modal parameters determined under ambient vibrations.



rigidité.

Comme on l'a vu grâce à la figure 3.27, les deux premiers phénomènes semblent prépondérants aux faibles sollicitations dans les variations constatées au sommet de la structure, c'est-à-dire des vibrations ambiantes aux mouvements sismiques faibles. Dans cette gamme d'amplitude, l'analyse temps-fréquence des signaux enregistrés au toit ne permet pas de distinguer de non-linéarité dans la structure elle-même. Clinton et al. (2006) ont montré une corrélation entre les pluies et une baisse de fréquence, ce qui attribue vraisemblablement cette baisse à une modification du comportement du sol de fondation, comme ces auteurs l'interprètent. En revanche, la corrélation de la baisse de fréquence obtenue à l'aide d'une représentation temps-fréquence de l'enregistrement au toit de la Millikan Library avec une période de vents forts peut plutôt être rapprochée de la modification durable du contenu spectral de la source plutôt qu'à une baisse de la rigidité transitoire de la structure.

Dans le cas des mouvements forts, les distributions temps-fréquence obtenues pour le séisme de San Fernando montrent clairement la baisse de la fréquence propre jusqu'à la fréquence co-sismique déterminée par différents auteurs (Clinton, 2004; Dunand, 2005), notamment par l'utilisation des fonctions de transfert, et même jusqu'à des valeurs inférieures, puis une remontée vers la fréquence post-sismique. Dans le cas du séisme de San Fernando, le minimum en fréquence est atteint rapidement (5 à 10 s) alors que la remontée est plus lente mais une grande partie de la fréquence post-sismique est retrouvée à la fin de l'enregistrement. Ce comportement clair est en accord avec les valeurs de fréquence données dans la littérature et montre que ces variations sont bien dues à une modification transitoire et permanente de la structure et de son sol de fondation.

Les fréquences pré- et post-sismiques, déterminées sous vibrations forcées (Clinton et al., 2006), montrent une baisse permanente de la fréquence dans la direction N de 7%, de 1.9 à 1.77 Hz, et dans la direction E de 16.6%, de 1.45 à 1.21 Hz. On ne sait pas quelle part de cette baisse revient au sol de fondation et quelle baisse revient à la structure elle-même mais les dommages constatés dans celle-ci témoignent de l'existence d'une baisse irréversible de la fréquence de la structure elle-même.

Dans le cas du séisme de San Fernando, la représentation temps-fréquence a donc permis une interprétation pertinente des variations des fréquences propres de la structure au cours de la sollicitation.

### 3.4.5 Conclusion

En conclusion, les distributions temps-fréquence, en particulier la pseudo-distribution de Wigner-Ville réallouée et lissée, une méthode très précise en temps et en fréquence, permettent de mieux comprendre l'évolution non-linéaire de la fréquence, donc de la rigidité de la structure, lors d'un séisme fort. Une baisse rapide de la fréquence jusqu'à un minimum puis une remontée plus lente vers la fréquence post-sismique ont été mises en évidence. La fréquence post-sismique correspond à la fréquence obtenue sous vibrations forcées peu après le séisme. Dans le cas du séisme de San Fernando enregistré à la Millikan Library, une baisse transitoire maximale de 20 à 35%, respectivement dans les directions N et E, a été observée alors que la baisse permanente valait respectivement 7 et 16.6%.

En revanche, cette méthode n'a pas permis de mettre en évidence une baisse transitoire de fréquence sous séisme modéré, baisse pourtant calculée à l'aide d'une modélisation AR sur les fonctions de transferts (cf. paragraphe 3.3.7). En effet, les variations constatées sur la distribution temps-fréquence de l'enregistrement au toit d'une structure ne sont pas à relier à des non-linéarités dans la structure mais aux variations dans le contenu fréquentiel de la sollicitation.



## Chapitre 4

# Du bâtiment à la ville - Evaluation dynamique de bâtiments de Grenoble

L'étude de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une ville impose de bien connaître le bâti existant. L'approche généralement retenue est de consulter les experts du bâtiment en général, et du génie parasismique en particulier, pour réaliser une typologie séparant chaque type de bâtiment en fonction de critères structuraux. La vulnérabilité de chaque type est ensuite analysée à partir des caractéristiques décrites dans la typologie (qualité des matériaux, de la construction, etc.), souvent à partir des observations de dommage post-sismique (GNDT, 1986; FEMA, 1999; Risk-UE, 2003).

Nous proposons de compléter l'avis des experts par l'étude du comportement dynamique de chaque type grâce à l'étude de bâtiments en nombre assez important sous vibrations ambiantes. Si cette étude ne nous permet pas d'évaluer le processus d'endommagement des structures sous mouvements forts, elle est en revanche essentielle pour estimer les forces et les déplacements mis en jeu lors de séismes faibles à modérés, typiques de la sismicité d'un pays comme la France. Cette estimation sera mise en oeuvre dans le chapitre suivant. D'autre part, l'étude des paramètres modaux expérimentaux permet également de quantifier la rigidité des structures et d'étudier leurs variations en plan comme en élévation. Ce paramètre est déterminant pour l'étude de la vulnérabilité sismique.

Nous avons appliqué ces principes à la ville de Grenoble. Après la description de la typologie de la ville réalisée par Guéguen et Vassail (2004), les enregistrements effectués dans 61 bâtiments de types différents sont présentés. Les fréquences déterminées expérimentalement sont utilisées tout d'abord pour améliorer les formules génériques des périodes propres en fonction des dimensions des structures en béton. Ensuite, les paramètres modaux expérimentaux sont interprétés pour étudier plus en détail la typologie grenobloise puis comparés aux observations de terrain.

## 4.1 Typologie de la ville de Grenoble

La bâti existant dans une ville est étroitement lié à son histoire et en particulier à ses phases de croissance. La ville de Grenoble a crû dans des phases bien délimitées dans le temps qui ont naturellement subdivisé ses types de construction dans l'espace. La connaissance de cette histoire est nécessaire pour la compréhension de la répartition des différents types dans la ville de manière à appréhender la vulnérabilité d'ensemble de la ville aux séismes.

### 4.1.1 Histoire du développement urbain de la ville

D'après Parent (1982) et Guéguen et Vassail (2004).

#### Création de la ville

La ville de Grenoble est située au confluent de l'Isère, une rivière de plaine, et du Drac, une rivière torrentielle. Ce sont les inondations dues à ces deux rivières aux comportements différents qui ont façonné l'histoire de l'expansion de la ville de Grenoble.

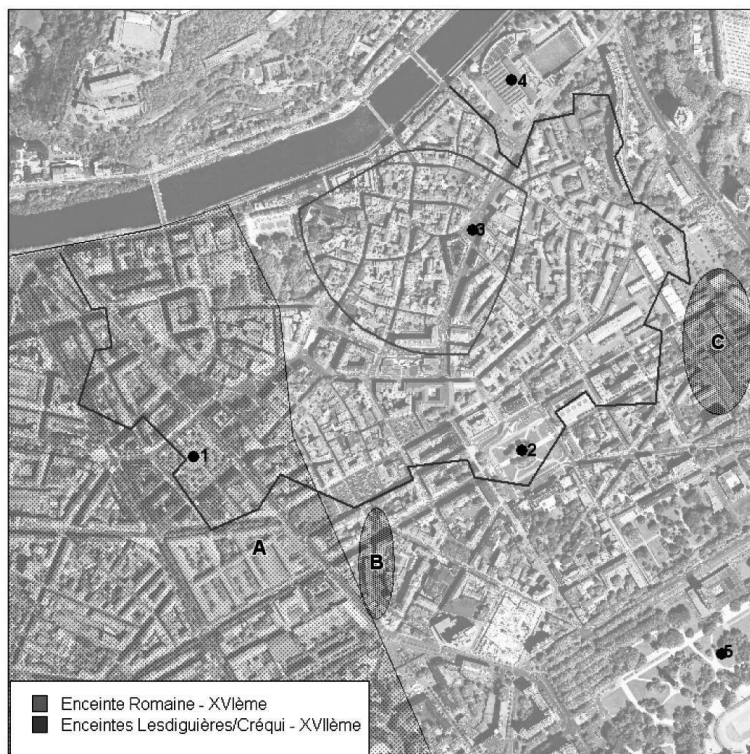
En 450 avant J.-C. se fixe pour la première fois un campement d'Allobroges sur un tertre à l'abri des inondations formé par les dépôts alluviaux à l'emplacement de l'actuelle place St-André (fig. 4.1). A partir de 350 avant J.-C., les empereurs romains Dioclétien et Maximien élèvent les premières fortifications qui amènent l'empereur Gratien à élever *Cularo* (Cul de sac) au statut de cité (*Gratianopolis*) en 379 avant J.-C..

Malgré la position stratégique de la ville tant d'un point de vue militaire (proximité des royaumes de Savoie, d'Italie et de Suisse) que commercial, l'enceinte romaine ne s'élargira que peu (fig. 4.1), englobant seulement le faubourg de l'Ile (Musée de Grenoble actuel).

#### Moyen Age et Epoque Moderne

En 1349, le Dauphiné et sa capitale, Grenoble, sont cédés à la France. Le dauphin Louis II (futur roi Louis XI) y installe en 1453 le Parlement du Dauphiné, troisième cour souveraine du royaume. Grenoble attire alors le commerce et les populations. Alors qu'elle est aux mains de la Ligue, Lesdiguières profite de sa faiblesse militaire pour la prendre en 1590. Il reconstruit des fortifications, dont la Bastille, embellit la ville entre 1593 et 1606, englobe le quartier St Laurent, sur la rive droite de l'Isère et consolide les ponts. En 1673, Créqui, le gendre de Lesdiguières achève une deuxième enceinte fortifiée. Compte tenu des violentes inondations du Drac, les populations s'installent seulement à l'intérieur des fortifications, même si les débordements de l'Isère les atteignent périodiquement. En 1725, il existe deux faubourgs au Sud des remparts (290 maisons) : le faubourg St Joseph et le faubourg Très-Cloître dans l'actuel quartier la Mutualité. Le développement de la ville est bloqué par les servitudes militaires (casernes, arsenal, enceintes...), la population s'entasse donc dans les vieux quartiers (20 personnes par

habitation en moyenne à la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle). Des quartiers plus aérés existent aux abords des enceintes militaires et près des nouveaux hôpitaux (Ouest de la ville).

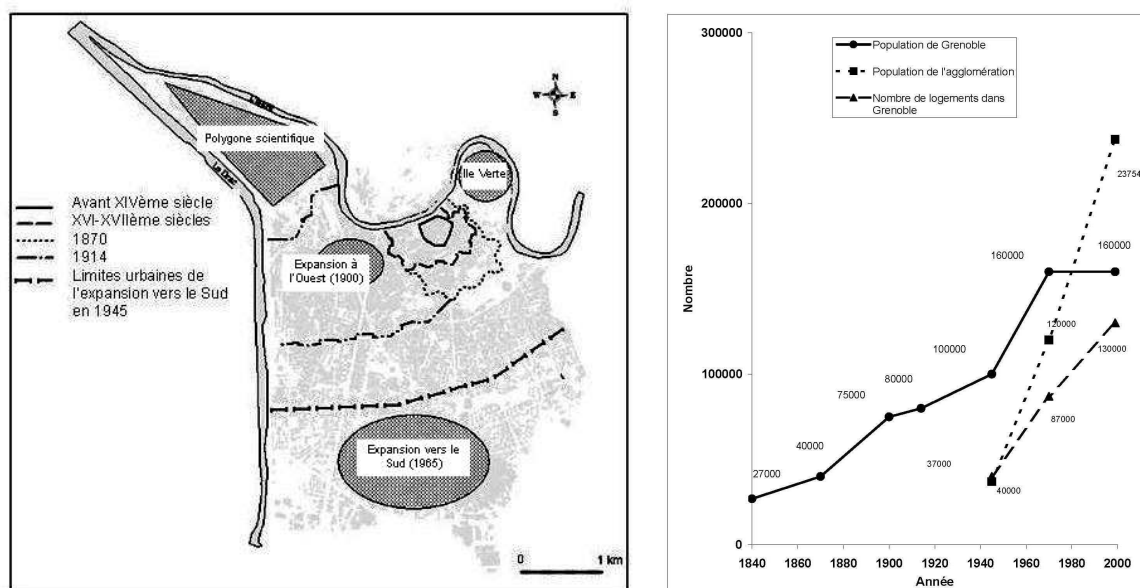


**Figure 4.1 :** *Les enceintes fortifiées de la ville jusqu'au XVIII<sup>e</sup> siècle : l'enceinte romaine jusqu'au XVI<sup>e</sup> siècle et son extension réalisée au XVII<sup>e</sup> siècle. La zone A représente la zone d'influence du Drac et du Draquet avant l'endiguement, les zones B et C sont les seuls faubourgs existant au XVIII<sup>e</sup> siècle, respectivement St-Joseph et Très-Cloître. Les points 1 à 5 sont donnés à titre de repères actuels : 1-Place Victor Hugo ; 2-Place de Verdun ; 3-Place Notre-Dame ; 4-Musée de Grenoble ; 5-Parc Paul Mistral. D'après Guéguen et Vassail (2004).* City defensive walls until the 18<sup>th</sup> century : Roman walls until the 16<sup>th</sup> century and its enlargement of the 17<sup>th</sup> century. A is the Drac and Draquet rivers flood zone before the damming up ; B and C are the only suburbs in the 18<sup>th</sup> century, St-Joseph and Très-Cloître, respectively. Points 1 to 5 stand for current reference points : 1-Victor Hugo Square ; 2-Verdun Square ; 3-Notre-Dame Square ; 4-Grenoble Museum ; 5-Mistral Park. From Guéguen et Vassail (2004).

## De la Révolution à la guerre de 1870

Au début du XIX<sup>e</sup> siècle, Grenoble est donc une ville enserrée dans ses remparts avec quelques maisons sur les chemins au-delà des murs. Les propriétaires doivent souvent surélever leurs maisons pour faire face à l'afflux de population. La ville compte environ 27000 habitants entre le XVII<sup>e</sup> et la moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. La prise de la ville par les armées autrichiennes en 1815 va entraîner un renforcement militaire à l'origine de son développement. Les fortifications Haxo sont terminées en 1837 mais les exigences militaires et civiles du point de vue des dimensions de la voirie, de l'utilisation des bâtiments, etc. sont contradictoires. Le développement urbain tarde à cause de la difficulté de la destruction des remparts, du caractère marécageux des nouveaux terrains à bâtir et des discussions entre pouvoirs civil et militaire. A l'Ouest, des travaux d'endiguement du Drac permettent l'installation de maisons, mais les galets du Drac

empêchent les cultures et ces terrains n'ont que peu d'attraits. En 1870, la ville compte 40000 habitants.



**Figure 4.2 :** A gauche : Schéma de l'expansion de la ville de Grenoble, de l'enceinte romaine à l'expansion vers le Sud dans les années 1960-1970. A droite : Evolution de la population de Grenoble, de son agglomération et du nombre de logements de la ville. D'après Guéguen et al. (2007b). Left : Grenoble City growing scheme to the south in the 1960s and 1970s. Right : Population growth of Grenoble and its agglomeration, and number of dwellings evolution. From Guéguen et al. (2007b).

### De 1870 à la guerre de 1914 : la révolution industrielle

La révolution industrielle va, à son tour, modifier l'espace urbain. Les industries prennent place essentiellement à l'Ouest de la ville. Les patrons comme E. Rey et A. Gaché participent activement à la vie politique et facilitent l'accueil de main d'oeuvre pour les industries. En 1914, la population atteint 80000 habitants. Les nouveaux arrivants s'installent vers la Place d'Armes (centre de l'enceinte Haxo) et en dehors des fortifications, en particulier à l'Ouest, aux abords des industries (quartiers Berriat, de la Gare...). La crise du logement ouvrier ne commence à se résoudre que vers 1914.

La guerre de 1870 va une nouvelle fois montrer que les fortifications de la ville sont insuffisantes et une nouvelle enceinte est construite à l'Ouest jusqu'au Drac entre 1875 et 1879, englobant les nouveaux quartiers industriels. Le centre de la ville fortifiée est déplacé de la place de Verdun à la place Victor Hugo, mais il faut 30 ans pour détruire les anciennes murailles et réunifier l'Ouest et le centre ville. Les concessions de l'armée (destruction des hospices civils et militaires et de l'arsenal Crequi pour prolonger la rue E. Rey au Nord) la font s'installer plus au Sud, à la caserne de Bonne et à la caserne Hoche. Le transfert de l'hôpital à La Tronche favorisera le développement du quartier de l'Ile Verte en particulier le long du Boulevard du Maréchal Randon. Des portes dans la muraille Sud permettent le développement de lotissements comme la Capuche, les Eaux-Clares, la Bajatière, l'Abbaye et le Grand Châtelet.

Le centre ville est alors assez isolé à cause de l'étroitesse de ses rues qui empêche le commerce. Pour relancer son attrait, la ville réalise alors la première étape de la percée Est-Ouest. Cette traversée s'arrêtait alors place Victor Hugo et ne reprenait qu'après la Place Notre-Dame grâce à l'avenue du Maréchal Randon et à un pont sur l'Isère construit en 1899. L'ouverture de la rue Félix Poulat en 1895 par la destruction d'îlots du XVII<sup>e</sup> siècle permet de relier la place Victor Hugo à la place Grenette. De là, la rue de la République poursuit la traversée avec la destruction d'une halle à grain remplacée par l'immeuble du Prisunic en 1912, un des premiers bâtiments en béton armé de Grenoble. Cette traversée doit permettre l'accès de l'Ouest de la ville au centre et aux hôpitaux de la Tronche.



**Figure 4.3 :** *Traversée Est-Ouest dans le centre de Grenoble, réalisée entre 1895 (tranche Félix Poulat et Sadi Carnot) et 1970 (Maison du Tourisme, opération République). A - Galeries Modernes ; B - Prisunic (1912) ; C - Maison du Tourisme ; D - Immeuble République. D'après Guéguen et Vassail (2004).* East-West crossing in the City centre, worked out from 1895 (from F. Poulat to S. Carnot Streets) to 1970 ("République" operation). From Guéguen et Vassail (2004).

### De 1914 à 1945 : municipalité de P. Mistral et ses successeurs

Entre 1914 et 1945, la population passe de 80000 à 100000 habitants. Les quartiers du Sud se développent particulièrement, ainsi que 20 communes alentours qui bénéficient de l'industrialisation (Fontaine, Saint-Martin d'Hères, Pont de Claix...) ou deviennent des zones résidentielles (La Tronche, Saint Martin le Vinoux...). Les quartiers Très-Cloître, Saint Laurent et Berriat accueillent essentiellement des ouvriers alors que le centre haussmannien est assez bourgeois, les classes moyennes se regroupant dans les faubourgs. P. Mistral, élu maire en 1919, lance un grand projet d'urbanisme avec l'aide de l'architecte Jaussely. Ce plan, approuvé en 1928, règle les dimensions des constructions, l'organisation des transports, des espaces verts, des établissements publics... Il fait également déclasser les fortifications, malgré l'opposition de l'armée. Il rachète le polygone d'artillerie (actuellement Polygone Scientifique) et le polygone du Génie (actuellement Parc P. Mistral). Dans ce dernier, il réalise aux forceps l'exposition de la Houille Blanche et du Tourisme en 1925 qui est un succès. Sous le mandat de P. Mistral, la municipalité va également créer l'Office Public d'Habitation Bon Marché (OPHBM) en 1920 pour régler le problème du logement ouvrier, souvent insalubre. L'OPHBM va permettre la construction d'ensembles collectifs mais en nombre plus restreint que prévu. A cette époque se construisent également de nombreuses zones pavillonnaires, qui commencent à se doter de plans d'urbanisation. Des programmes de lotissement voient ainsi le jour, en particulier à l'initiative des industriels pour leurs employés.



Le plan Jaussely prévoyait la construction de grands boulevards à la place des remparts de 1880 mais les contraintes budgétaires ne permettront à ce projet de démarrer qu'en 1937 pour se terminer en 1950. L'architecte n'avait pas prévu de plans détaillés et les bâtiments sont construits de manière classique. La plupart des aménagements se fait en 1950 à l'aide des plans de 1930. En 1943, la viabilisation est terminée et seule une dizaine d'immeubles est construite.

### **De 1945 à 1970 : politique des grands ensembles**

A partir de 1945, la ville croît à un rythme accéléré et de manière anarchique car elle n'adopte un plan d'urbanisme qu'en 1968. L'agglomération grenobloise, qui compte officiellement 13 communes en 1962, passe de 140000 habitants en 1945 à 280000 en 1965 alors que Grenoble passait de 100000 à 160000 habitants. La poussée démographique est entretenue jusqu'en 1970 par l'implantation de nombreuses industries à la périphérie de la ville comme Caterpillar, le Centre d'Etudes Nucléaires (1956), Sogreha, Ugine-Carbone...

Les constructions le long des Grands Boulevards s'étalent de 1950 à 1961. Elles suivront un schéma haussmannien d'îlots très denses sans architecture innovante. Les constructions atteignent les 10 étages avec des façades austères en béton et des cours occupées de garages et non d'espaces verts.

Les logements construits dès lors (doublement du nombre de logements entre 1954 et 1965) sont essentiellement des grands ensembles qui ne sont pas en harmonie avec l'espace urbain. Ils deviennent autonomes et sont construits à la périphérie de la ville à partir de 1960 dans les Zones à Urbaniser en Priorité (ZUP). Les jeux Olympiques de 1968 vont accélérer la mise en place du plan d'urbanisme avec le rejet des industries à la périphérie, la construction de la nouvelle gare, la construction du Village Olympique pour accueillir les sportifs...

Les quartiers du centre sont mal entretenus et souvent insalubres : les bâtiments sont préférentiellement reconstruits plutôt que réhabilités ce qui a pour conséquence de déplacer les populations vers la périphérie. L'opération République termine la traversée Est-Ouest en 1965, sans respect de l'environnement urbain. Les axes routiers doivent être dégagés : le quartier de la Mutualité, insalubre, est transformé pour permettre l'accès à l'autoroute de Chambéry, le boulevard du Maréchal Leclerc est aménagé... Le pavillonnaire continue également sa progression de manière diffuse. Les contraintes liées à la croissance urbaine font que la rapidité des nouvelles constructions est privilégiée au détriment de leur qualité.

A cette époque, le besoin en établissements scolaires est important et 12 écoles seront construites en moins de 15 ans. En 1960, le projet de campus universitaire est imposé à la ville de Saint-Martin d'Hères, la plupart des constructions débutant en 1965. Des haltes-garderies, des centres sociaux, des foyers de jeunes travailleurs sont également mis en chantier ainsi que l'agrandissement de l'hôpital de la Tronche. Un nouvel hôpital est également construit à Echirolles en 1965, ainsi que le nouvel Hôtel de Ville de Grenoble, la Maison de la culture...

## De 1970 à 2000

La population de l'agglomération augmente régulièrement pour atteindre 400000 habitants en 1999 dont 160000 à Grenoble, qui s'est stabilisée depuis les années 1960. Les nouvelles populations s'installent dans les communes de la vallée du Grésivaudan avec les industries de nouvelles technologies.

A Grenoble, l'opération Villeneuve, débutée en 1966 se termine en 1983. Il n'existe plus de grands espaces à urbaniser, les nouvelles constructions sont des petites unités insérées dans les quartiers de manière diffuse. Les nouvelles opérations tendent à se rapprocher des maisons individuelles. Les réhabilitations et rénovations des cités HBM et des ensembles sociaux des années 1950-1960 débutent, sans que la structure interne des bâtiments ne soit modifiée. Le quartier de la Gare (Europole) est réalisé à partir de 1990. Les terrains militaires restant sont investis à leur tour comme le quartier Hoche en 1985, l'opération Reynies-Bayard, la construction du Musée de Grenoble à l'emplacement de la caserne Vinoy en 1994, et la destruction de la caserne de Bonne en 2007.

Le patrimoine urbain commence à être pris en considération et les vieux quartiers sont rénovés au lieu d'être détruits (quartier Sainte-Claire, îlot des Trois Dauphins). Les nouvelles rues piétonnes sont rénovées à partir de 1968, mais l'absence de belles pierres de construction a imposé le crépi en façade.

### 4.1.2 Types de constructions de Grenoble

Les phases de croissance de la ville se sont accompagnées de l'utilisation de matériaux et de techniques d'agencement différents. Les nécessités économiques (logement ouvrier...), démographiques (accroissement rapide de la population...) et sociétales (affirmation de sa position sociale, passage de la démolition-reconstruction systématique à la réhabilitation, retour à des hauteurs de constructions raisonnables...) ont imposé des changements radicaux au schéma urbain de la ville. Grenoble a pour particularité d'avoir été une zone d'expérimentation privilégiée pour les nouveaux liants développés par L. Vicat. Cela a sans doute favorisé l'utilisation massive du béton à partir des années 1920.

La plus grande partie des différents types de construction que l'on trouve à Grenoble a été identifiée et classée dans la typologie BDT Grenoble (Base de Données Typologique) (Guéguen et Vassail, 2004). Elle compte 13 types de bâtiments en maçonnerie noté MA1 à MA13 et 6 types de bâtiments en béton armé notés BA1 à BA6. Les critères ayant permis ce classement sont reliés à la vulnérabilité sismique, mais ce sont essentiellement les matériaux, l'époque et le type de construction qui l'ont dirigée.

#### Brique et pierre brute

Les environs de la ville ne fournissent pas de belles pierres à bâtir ce qui explique l'absence de beaux monuments. Jusqu'au XVI<sup>e</sup> siècle, la ville est ainsi construite en briques ou en moellons non préparés, parfois en alternance. Les rez-de-chaussées sont réalisés avec des pierres de plus

grandes dimensions pour supporter les ouvertures plus larges (commerces). Les fenêtres sont allongées dans la direction verticale. Certains bâtiments sont surélevés d'un étage pour répondre à l'augmentation de population. Ces constructions sont situées en grande majorité à l'intérieur de l'enceinte romaine, dans des alignements courbes le long de rues étroites.

Aux XVII<sup>e</sup> et XVIII<sup>e</sup> siècles, les bâtiments sont d'une qualité un peu meilleure avec l'utilisation exclusive de la pierre, avec parfois un rez-de-chaussée en pierres massives bien agencées. Les étages sont constitués de pierres grossières assemblées à l'aide de mortier à base d'argile de faible qualité. Ces bâtiments sont élevés à partir de murs mitoyens porteurs, alors que les façades, non porteuses, sont maintenues par une poutre centrale transversale. L'espacement des murs est de 5 m pour des longueurs jusque 20 m. Les étages, au nombre de 4 ou 5, sont très irréguliers avec des hauteurs jusque 4 m. Les planchers sont en bois et n'apportent pas de raidissement horizontal. Pour améliorer les liaisons entre les planchers et les murs, des tirants métalliques ont parfois été installés.

Ces bâtiments sont également localisés dans l'enceinte romaine, mais aussi dans le quartier St Laurent. Ils ont été regroupés dans la classe MA1 de la typologie grenobloise (fig. 4.4).



**Figure 4.4 :** *Bâtiments de Grenoble en pierre brute. A gauche : un bâtiment en pierre brute du quartier St-Laurent (CM\_22, type MA1); Au centre : la place Ste-Claire dans l'enceinte romaine (CM\_23 à gauche et CM\_58 à droite de la photo, type MA1); A droite : un bâtiment du XIX<sup>e</sup> dans le quartier Championnet (CM\_48, type MA2). Simple stone masonry building in Grenoble. Left : simple stone masonry building in the St-Laurent area (CM\_22, type MA1); Centre : Ste-Claire's square in the Roman walls (CM\_23 on the left and CM\_58 on the right of the picture, type MA1); Right : a building of the 19<sup>th</sup> century in the Championnet area (CM\_48, type MA2).*

## Bâtiments publics

Au XIX<sup>e</sup> siècle, l'utilisation de la pierre est généralisée. Les bâtiments publics sont plutôt réalisés en pierre de taille bien agencées et chaînées aux angles avec des nouveaux liants issus des cimenteries de L. Vicat qui assurent une bonne stabilité à la structure. Ils possèdent généralement 3 étages, ils sont réguliers en élévation mais irréguliers en plan. Les planchers en bois sont parfois remplacés par des planchers à base de profils métalliques et de voûtains en briques. On les trouve autour des places de Verdun et Victor Hugo et disséminés dans la ville du XIX<sup>e</sup> siècle (Lycée Champollion, hôpital de la Tronche...). Ces bâtiments sont regroupés dans la classe MA6 (fig. 4.6).

## Logements ouvriers

Contrairement aux bâtiments publics, les bâtiments ouvriers sont fabriqués à partir de moellons bruts taillés et façonnés, comme aux siècles précédents, assemblés avec un liant de qualité moyenne. Cependant, les façades sont maintenant porteuses. Elles sont lisses sur 3 ou 4 étages, sans décoration, avec des ouvertures plus larges au rez-de-chaussée qui est également plus haut. Les structures sont irrégulières en plan et élévation. Les planchers et charpentes restent en bois, les cheminées sont rectangulaires en briques. L'alignement sur la rue n'est pas une obligation mais on le voit apparaître par copie sur les quartiers bourgeois. On trouve ces bâtiments dans le centre historique, mais surtout dans les quartiers ouvriers de l'Ouest (Berriat, St-Bruno) et dans le quartier St-Laurent. Ces bâtiments appartiennent à la classe MA2 (fig. 4.4).

A partir de 1880 le pisé est interdit pour les constructions. Des bâtiments de meilleure facture apparaissent, dans les mêmes quartiers, avec un chaînage aux angles, des balcons à tous les étages. Ils constituent la classe MA3 (fig. 4.5).

A partir de 1914, l'alignement et les gabarits sont respectés comme dans les quartiers bourgeois. Les bâtiments sont d'aspects pauvres alors même qu'il viennent d'être construits du fait de la réutilisation des moellons venant de démolitions. Cela est parfois caché par l'utilisation de moulages en façade. La maçonnerie n'est pas systématiquement bien chaînée aux angles. Les hauteurs d'étages sont constantes (régularité en élévation), valant environ 3.3 m. Les liants sont de bonne qualité. Ces bâtiments s'élèvent sur 4 à 6 étages, parfois plus pour respecter les gabarits des grandes avenues. On les trouve dans les quartiers de l'Ouest et au Sud de la ville. Ces bâtiments appartiennent à la classe MA8 (fig. 4.6).

Le long des cours Berriat et Jean Jaurès et dans les quartiers St Bruno, on trouve des bâtiments en maçonnerie ayant adopté des standards architecturaux du béton. Les planchers sont en béton armé de faible qualité car friable et avec une mauvaise répartition des agrégats. Ces dalles possèdent peu d'aciers et ne sont pas vraiment liées aux murs. Le béton est également présent sur les façades qui sont parfois arrondies. Ils sont irréguliers en plan et en élévation, les coins ne sont pas systématiquement chaînés. Pour respecter les gabarits, ces bâtiments ont entre 6 et 10 étages. Il s'agit de la classe MA10 (fig. 4.7).

Les OPHBM, des immeubles de 3 ou 4 étages regroupés en résidences, sont également en maçonnerie : Capuche (1924), Abbaye (1929), Cité Jean Macé (1932 et 1935), Pierre Loti, Albert 1<sup>er</sup> de Belgique (1932), Stade (1939) et Moucherotte (1939). Les façades sont régulières et sans ornement, les toits en tuiles et les planchers en béton ou en acier. Les rez-de-chaussées sont surélevés et la maçonnerie pas systématiquement chaînée aux angles. Ils sont irréguliers en plan mais réguliers en élévation. Il s'agit de la classe MA9 (fig. 4.7).

## Logements bourgeois

Au XIX<sup>e</sup> siècle, la bourgeoisie tient une place importante et construit dans les nouveaux quartiers, en particulier autour de la place de Verdun. Les façades y sont plus riches et tra-

vaillées, mais symétriques et les balcons et sculptures peu saillants. Les chaînages aux angles sont bien réalisés. Les bâtiments ont généralement 4 étages, d'une hauteur d'au moins 3 m chacun. Ils sont réguliers en plan mais pas en élévation. La toiture est en ardoise. La structure est néanmoins toujours à base de pierre brute, assemblée avec un liant de bonne qualité. Ces bâtiments constituent la classe MA4 (fig. 4.5).

On trouve dès lors des éléments en pierre factice, spécialité grenobloise constituée de ciments et d'agréats, pour des éléments moulés ou la structure elle-même, le reste étant toujours composé de pierre brute. Ces éléments en pierre factice sont parfois disposés aux angles et soulignent le chaînage des murs. Les façades sont richement décorées à partir de 1880 avec des sculptures et des grands balcons. Les gabarits sont limités avec des hauteurs d'étages entre 3.4 et 3.5 m avec un rez-de-chaussée plus élevé pour les commerces. Ces bâtiments constituent le centre haussmannien de la ville, de la place Victor Hugo à la nouvelle gare et appartiennent à la classe MA5 (fig. 4.5).

Dans les années 1920, les habitudes changent peu, si ce n'est l'utilisation de poutrelles métalliques pour les planchers, qui sont également parfois réalisés en béton armé. Lorsque c'est le cas, on parlera de la classe MA7 (fig. 4.6). On les trouve dans les quartiers bourgeois de l'Ile Verte, Championnet ou Alsace-Lorraine. Ils peuvent être plus haut (jusque 7 étages), mais mal chaînés aux angles.



**Figure 4.5 :** *Bâtiments de Grenoble du XIX<sup>e</sup> siècle. A gauche : un immeuble populaire du quartier Berriat (CM\_27, type MA3); Au centre : un immeuble bourgeois (MA4), (Guéguen et Vassail, 2004); A droite : un bâtiment en pierre factice, l'immeuble VICAT (CM\_47, type MA5) situé à l'angle de la rue Alsace-Lorraine et du Cours Jean Jaurès. 19<sup>th</sup> century buildings in Grenoble. Left : working-class dwelling in the Berriat area (CM\_27, type MA3); Centre : upper-middle-class dwelling (MA4), (Guéguen et Vassail, 2004); Right : factitious stone masonry building, typical of Grenoble, the VICAT building (CM\_47, type MA5) on the intersection of Alsace-Lorraine Street and J. Jaurès Boulevard.*

### Apparition du béton, des années 1930 aux années 1950

A partir des années 1930, le béton plus ou moins armé fait une apparition brutale dans les constructions. Les styles architecturaux sont modifiés radicalement : on trouve désormais des toitures terrasses, des planchers en béton armé, des fenêtres carrées voire allongées dans le sens horizontal, des cheminées carrées en béton ou en brique, des arrondis aux coins des



**Figure 4.6 :** *Bâtiments en maçonnerie de meilleure facture de Grenoble. A gauche : un bâtiment public du XIX<sup>e</sup> siècle de la place de Verdun (type MA6) ; Au centre : un immeuble bourgeois avec des planchers en béton (CM\_30, MA7) ; A droite : un immeuble populaire du début du XX<sup>e</sup> siècle (type MA8). D'après Guéguen et Vassail (2004).* Masonry buildings of Grenoble with higher standard. Left : public building of the 19<sup>th</sup> century on the Verdun's square (type MA6) ; Centre : upper-middle-class building with concrete floors (CM\_30, MA7) ; Right : working-class dwelling of the beginning of the 20<sup>th</sup> century (type MA8). From Guéguen et Vassail (2004).

rues et des hauteurs plus importantes, atteignant généralement 8 étages, les gabarits étant parfois respectés (5 ou 6 étages). Ils restent cependant assez systématiquement alignés sur la rue. Ils sont irréguliers en plan et en élévation, avec des rez-de-chaussées parfois transparents pour les commerces. Ces immeubles, même bourgeois, n'ont plus de façade décorée mis à part quelques moulages en béton. Des balcons sont présents à tous les étages. Le dernier étage est le plus souvent en retrait pour offrir une terrasse plus étendue. Les bâtiments sont insérés dans les constructions anciennes sans aucune harmonie. La structure interne est constituée d'une ossature en béton armé avec des remplissages en maçonnerie préfabriquée sans rôle porteur. Les armatures sont présentes en faible nombre dans le béton, en particulier dans la direction transversale, malgré les masses importantes. On trouve ces bâtiments dans le centre du XIX<sup>e</sup> siècle et à l'Ile Verte de manière ponctuelle et en îlot le long des Grands Boulevards et du Cours Jean Jaurès. Les bâtiments de 7 étages ou moins appartiennent à la classe BA1 (fig. 4.7) alors que les plus hauts appartiennent à la classe BA2 (fig. 4.8).

Les bâtiments publics et les bâtiments industriels de l'époque sont également construits sur ce schéma, alors qu'ils possèdent généralement moins de 3 étages (classe BA3, fig. 4.8).

Dans les quartiers populaires, (Berriat, Ile Verte), les bâtiments utilisent à la fois les règles architecturales de la maçonnerie (toitures pentées) et celles du béton (moulages en béton en façade, dimensions plus importantes), si bien qu'il est difficile de distinguer si la structure est en maçonnerie (MA10) ou en béton (BA1-BA2) (fig. 4.7).

### Les années 1950-1960

Les opérations réalisées entre 1950 et 1960 sont de moins de 100 logements, insérées dans des zones déjà urbanisées, isolées ou regroupées en alignement de quelques immeubles. Il s'agit de petites barres du style des OPHBM, mais réalisées en béton armé, avec 2 ou 3 entrées.



**Figure 4.7 :** *Transition entre le béton et la maçonnerie à Grenoble, les années 1920 à 1950. A gauche : la Cité OPHBM de l'Abbaye (CM\_43, type MA9); Au centre : immeuble en maçonnerie avec moulage en béton en façade à l'angle des Cours Jean Jaurès et Berriat (CM\_35, type MA10); A droite : immeuble en béton armé des années 1930 (type BA1), difficile à différencier du bâtiment en maçonnerie au centre (Guéguen et Vassail, 2004).* Concrete/masonry transition in Grenoble from the 1920s to the 1950s. Left : Low cost dwellings (OPHBM) in Abbaye area (CM\_43, type MA9) ; Centre : masonry building with concrete mouldings in the intersection of J. Jaurès and Berriat Boulevards (CM\_35, type MA10) ; Right : Reinforced concrete building of the 1930s (type BA1). It is difficult to make a difference between this type and the masonry type in the central picture (Guéguen et Vassail, 2004).



**Figure 4.8 :** *Bâtiments en béton des années 1930 à 1950. A gauche : immeuble en béton situé au 1 bd E. Rey (CM\_03, type BA2); Au centre : bâtiment marquant l'entrée des Grands Boulevard (identique du CM\_07, type BA2); A droite : Ecole Paul Bert (type BA3). D'après Guéguen et Vassail (2004).* Reinforced concrete buildings from the 1930s to the 1950S. Left : Reinforced concrete building on E. Rey Boulevard (CM\_03, type BA2) ; Centre : building standing as the doors of the Grands Boulevards (identical to CM\_07, type BA2) ; Right : P. Bert school (type BA3). From Guéguen et Vassail (2004).

Ces bâtiments font 4 ou 5 étages, avec des toitures terrasses ou pentées. Ils sont réguliers en plan et en élévation. Les joints de dilatation séparant ces barres sont de faible extension et le plus souvent remplis. Les rez-de-chaussées sont systématiquement surélevés pour l'aération des sous-sols. Ils sont perpendiculaires à la rue pour éviter les perturbations liées au trafic. L'emploi des murs porteurs (ou murs voiles) se généralise avec de la maçonnerie préfabriquée intercalée, les structures poteaux-poutres étant réservées aux bâtiments publics et aux bureaux. Les règles Béton Armé 45 puis 60 imposent une certaine qualité aux structures. On les trouve essentiellement dans les quartiers du Sud de la ville et dans les communes de l'agglomération. Cette classe est appelée BA4 (fig. 4.9).

### Les grands ensembles des années 1960-1970

Après 1960, les grands ensembles de plusieurs centaines de logement viennent coloniser les ZUP du Sud de la ville, avec un changement radical par rapport aux schémas existants. Les bâtiments atteignent le plus souvent 8 étages pour 50m de long, des tours carrées possèdent couramment plus de 10 étages, jusqu'à 15. Les façades sont sans ornementation, les rez-de-chaussées ne sont plus destinés aux commerces mais deviennent des locaux techniques. On trouve des espaces verts et des services au centre des zones, les bâtiments se situant en périphérie. Les immeubles sont très réguliers en plan et en élévation. Toute la structure est réalisée en béton banché (béton armé coulé *in situ*), mais la rapidité de construction prime sur la qualité et l'utilisation dans certains cas du coffrage tunnel conduit à des défauts de résistance latérale importants. Les remplissages, en maçonnerie de brique creuse, ne sont pas liés à la structure. Il s'agit de la classe BA5 (fig. 3.1).

Le campus universitaire et le Polygone Scientifique sont construits à cette époque avec des portiques au rez-de-chaussée, inoccupés pour faire face aux inondations, et une ossature dans les étages complétée par des murs aux extrémités dans la direction transversale. La grande majorité des rez-de-chaussées est aujourd'hui remplie par des murs en maçonnerie de parpaings sans liaison avec la structure. Ce type n'est pas prévu par la base de donnée typologique de Grenoble, nous proposons de le rajouter et de la nommer BA5b (fig. 4.9).

### Les années 1970-2000

A partir de 1970, les projets sont plus raisonnés, le souci de qualité augmente notamment grâce à l'application des règles BAEL69. Les structures sont généralement de moins de 6 étages en murs voiles de béton armé. Les toitures sont soit en terrasse, soit pentées. Ils sont réguliers en élévation mais souvent irréguliers en plan. Il existe quelques ossatures en béton armé sur les boulevards. On trouve ces bâtiments dans toute l'agglomération, ils sont regroupés dans le type BA6 (fig. 4.9).





**Figure 4.9 :** *Bâtiments en béton après 1950. A gauche : une barre-type d'avant 1960 rue F. Pelloutier (CM\_57, type BA4) ; Au centre : le CERMO (CM\_13, type BA5b), un bâtiment typique du campus universitaire ; A droite : une construction récente rue Charrel (CM\_21, type BA6). RC buildings after 1950. Left : typical working-class RC building before 1960, F. Pelloutier Street (CM\_57, type BA4) ; Centre : CERMO building (CM\_13, type BA5b), a typical structure of the campus ; Right : a recent RC building Charrel Street (CM\_21, type BA6).*

### Les maisons individuelles

Les maisons individuelles sont distribuées dans toute la ville. Jusqu'au début du XIX<sup>e</sup> siècle, on les trouve en petit nombre en dehors des fortifications le long des chemins. Avec le développement de l'Ouest et de l'Ile Verte, elles vont se généraliser dans ces quartiers. Elles sont réservées à la classe ouvrière et font 1 ou 2 étages avec des combles parfois aménagés, réalisées en moellon brut avec un liant de mauvaise qualité, une toiture en pente et des planchers en bois. Ils sont réguliers en plan et en élévation. Il s'agit de la classe MA11 (fig. 4.10).

Entre les deux guerres, des plans d'urbanisme sont mis en place pour le pavillonnaire. Des lotissements sont créés, notamment pour les employés des industries. A partir de 1935, les rez-de-chaussées sont surélevés et les combles agrandis avec des chiens-assis. On voit apparaître les moellons de mâchefer pour la structure. Les planchers sont en poutres métalliques et voûtain maçonnés. Ces maisons possèdent au maximum 1 étage et des combles aménagés, elles appartiennent à la classe MA12 (fig. 4.10).

A partir de 1950, la structure porteuse est réalisée en blocs de ciment préfabriqués assemblés avec un liant de bonne qualité, parfois en béton banché. Les planchers sont réalisés en béton armé. Les lotissements sont organisés de manière très régulière dans toute l'agglomération. A Grenoble on les retrouve essentiellement dans les quartiers du Sud de la ville. Ces bâtiments constituent la classe MA13 (fig. 4.10).



**Figure 4.10 :** Les maisons individuelles à Grenoble. A gauche : une maison d'avant 1914 (type MA11) ; Au centre : une maison de l'entre-deux-guerres (type MA12) ; A droite : une maison récente (type MA13). D'après Guéguen et Vassail (2004). Houses in Grenoble. Left : house built before 1914 (type MA12) ; Centre : house built between 1914 and 1950 (type MA12) ; Right : recent house (type MA13). From Guéguen et Vassail (2004).

## 4.2 Enregistrements de vibrations ambiantes à Grenoble

### 4.2.1 Données

Depuis 1995, de nombreux enregistrements de vibrations ambiantes et de quelques mouvements plus forts ont été réalisés à Grenoble par M. Farsi, P.-Y. Bard, F. Dunand et P. Guéguen avec l'aide de nombreux membres du LGIT. Une première campagne de mesures a été réalisée en 1995 par M. Farsi et P.-Y. Bard (Farsi, 1996; Farsi et Bard, 2004). Ils ont enregistré 30 minutes de vibrations ambiantes dans 42 bâtiments de Grenoble, dont 39 en béton armé et 3 en maçonnerie, à leur sommet et à leur base. Ils ont utilisé des stations RefTek 6 composantes avec des capteurs Guralp CMG5 (réponse plate en accélération de 0.1 à 50 Hz) et Mark products L22 (réponse plate en vitesse de 2 à 50 Hz). La fréquence de résonance de chaque bâtiment dans ses directions principales a été obtenue par pointé des pics sur les fonctions de transfert. Ces dernières ont été calculées après une moyenne des transformées de Fourier sur des fenêtres de bruit stationnaire.

En 2002, dans le cadre du projet GEMGEP, le CETE Méditerranée a également enregistré des vibrations ambiantes au dernier étage et au rez-de-chaussée de 54 bâtiments de Nice, 25 en maçonnerie et 28 en béton armé. Ils ont utilisé des stations Lennartz et Hathor et des capteurs Lennartz 3D-5s pour des durées d'enregistrement de 15 minutes. Les premières fréquences propres ont été déterminées à l'aide de la méthode du décrément aléatoire (Dunand et al., 2003a; Dunand, 2005). Seuls les bâtiments en béton ont été utilisés dans cette étude.

Dans le cadre de cette thèse, 61 bâtiments de Grenoble, dont 28 en béton armé et 33 en maçonnerie appartenant aux différentes classes de la typologie grenobloise ont fait l'objet d'expérimentations sous vibrations ambiantes avec le dispositif décrit au paragraphe 1.2.2. Ces tests ont été réalisés avec au moins un capteur à tous les étages dans le but de déterminer, outre les fréquences, les déformées modales par analyse modale en utilisant la technique de *Frequency*

*Domain Decomposition FDD.*

Les résultats sont présentés dans la table 4.2. Les bâtiments y sont décrits par leur adresse et à l'aide de critères structuraux simples définis dans la méthode VulnéRALp (cf. § 5.1.2). Leurs dimensions grossières sont précisées : nombre d'étages (Et), hauteur (H), longueur (L) et largeur (l). Elles ont été déterminées soit par mesure au décamètre, soit sur les photos aériennes interprétées en cartes de hauteurs (cf. § 5.1.3). On considérera que les directions longitudinale (L) et transversale (T) d'un bâtiment isolé correspondent respectivement aux grande et petite dimensions de ce bâtiment, alors que pour un bâtiment en travée, la direction longitudinale est la direction parallèle à l'alignement le long de la rue (fig. 4.11). Les 2 premières fréquences propres dans chaque direction et l'amortissement du premier mode sont données lorsqu'ils ont pu être déterminés.



**Figure 4.11 :** *Vue aérienne d'un îlot situé à l'Est de la place Ste-Claire dans le centre ville de Grenoble. Les directions longitudinale L et transversale T des bâtiments dans un îlot sont définies respectivement, par les directions parallèle et perpendiculaire à la rue. Pour les bâtiments isolés, les directions longitudinale, respectivement transversale, correspondent à la longueur, respectivement la largeur, de la structure. Aerial photograph of a part of the Grenoble City Centre. Longitudinal (L) and transverse (T) directions of buildings in a urban block are defined as parallel and perpendicular to the street, respectively. For isolated structures, the longitudinal and transverse directions correspond to the length and the width of the building, respectively.*

L'objectif de cette étude est de déterminer les points communs et les différences, au sein de la typologie, entre les paramètres modaux (fréquences, amortissements et déformées modales) des différents bâtiments. Malgré un procédé d'enregistrement et de traitement standard, les paramètres modaux déterminés sont de qualité variable. Les mauvaises déterminations sont souvent dues à la mauvaise qualité de la sollicitation ambiante, qui n'a pas toujours été compensée par des durées d'enregistrement plus longues, mais aussi à la disposition des capteurs qui ne représentait pas toujours le comportement global du bâtiment. Enfin, dans certaines structures, le mouvement de la fondation masquait totalement le mouvement de la structure elle-même.

Au total il existe donc, sur Grenoble et Nice, des données de tests en vibrations ambiantes sur 166 bâtiments dont 95 en béton armé et 71 en maçonnerie. Tous ces tests n'ont pas aboutis à une description totale du comportement dynamique des structures, mais leur appréciation dans leur ensemble doit permettre de mieux comprendre les paramètres essentiels contrôlant la réponse dynamique de chaque type de bâtiment. Nous proposons dans un premier temps une étude des fréquences propres de tous les bâtiments en béton en fonction des dimensions des bâtiments puis une étude par type de bâtiment des données acquises pour cette thèse.

### 4.2.2 Fréquences propres et relations empiriques

Comme on l'a vu au chapitre 2.1, les premières fréquences propres dans chaque direction sont reliées à la masse et à la rigidité des structures. Connaissant les plans détaillés d'un bâtiment, il est donc, en théorie, possible de déterminer sa fréquence propre. Pour éviter ce calcul tout en permettant aux concepteurs d'effectuer le dimensionnement aux règles parasismiques, en particulier pour calculer la sollicitation à prendre en compte, les codes fournissent généralement une formule donnant la période propre de vibration en fonction des dimensions de la structure. Outre le dimensionnement, de telles formules peuvent être utilisées pour le bâti existant pour des calculs à grande échelle (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006). Dans les codes français et américains (PS92, 1995; FEMA, 2000), il est précisé que la fréquence est celle dans le domaine des petites déformations, donc équivalente à celle obtenue sous vibrations ambiantes. Il est donc pertinent de comparer les fréquences données dans les différents codes parasismiques aux fréquences réellement mesurées dans des villes françaises.

Les formules sont données préférentiellement en période et non en fréquence car le paramètre principal, c'est-à-dire la hauteur du bâtiment, et la période ont le même sens de variation. Les paramètres présents dans ces formules doivent être facilement accessibles aux utilisateurs. Ces derniers portent également un grand intérêt sur les incertitudes liées aux valeurs de périodes fournies par les formules.

#### Formules existantes des règles parasismiques

La formule la plus simple utilisée généralement pour obtenir la période d'un bâtiment est  $T = N/10$ , avec  $N$  le nombre d'étages. Cette formule est généralement enseignée dans les cours de génie parasismique.

Les formules des codes américains sont initialement issues de la campagne d'enregistrements de vibrations ambiantes de Carder (1936b) après le séisme de Long Beach de 1933 sur 212 bâtiments, complétée avec des mesures japonaises (Housner et Brady, 1963). Cela concernait des bâtiments en maçonnerie et en acier essentiellement. Les formules qui en ont découlé ( $T \propto H/\sqrt{L}$ ), avec  $H$  la hauteur et  $L$  la longueur du bâtiment parallèlement à la direction de sollicitation considérée, ont été largement débattues dans les années 60 (Kanai et Yoshizawa, 1961; Arias et Husid, 1962; Housner et Brady, 1963) et les décennies suivantes (Lagab et Chaker, 1991; Farsi et Bard, 2004). Ce type de formule a également été adopté dans le code algérien (RPA88), coréen (Lee et al., 2000) et partiellement dans les règles françaises PS92 (1995), où elle est corrigée d'un facteur lié à l'élancement pour prendre en compte la raideur supérieure des murs voiles ou des remplissages. Les formules des PS92 sont :

$$\text{Ossatures non remplies :} \quad T = 0.10 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (4.1)$$

$$\text{Murs voiles ou mixtes :} \quad T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{1}{1+\frac{L}{H}}} \quad (4.2)$$

$$\text{Ossatures remplies :} \quad T = 0.06 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+2L}} = 0.06 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{1}{1+2\frac{L}{H}}} \quad (4.3)$$

Kanai et Yoshizawa (1961), Housner et Brady (1963), Lagab et Chaker (1991) et Farsi et Bard (2004) critiquent la pertinence de l'utilisation de la dimension latérale  $L$  dans la formule. Pour ces auteurs, seule la hauteur du bâtiment a une influence statistique sur sa période propre, si l'on veut se contenter de formules simplifiées. Bien que Carder ait été un précurseur dans les mesures *in situ*, les techniques d'enregistrement et de détermination des fréquences propres en étaient à leurs balbutiements (enregistrements analogiques, détermination de la période en comptant les oscillations...) et le bâti a lui même largement évolué. Pourtant, aucune autre campagne de cette ampleur n'a été menée depuis et ces données ont été utilisées pendant longtemps. Les conclusions de Housner et Brady (1963) ainsi que les enregistrements du séisme de San Fernando en 1971 dans des structures grâce au programme californien CSMIP ont fait évoluer les formules dans les versions suivantes de l'Uniform Building Code. Elles prirent alors la forme suivante :

$$T = C_t H^\beta \quad (4.4)$$

Ce type de formule est également utilisé dans l'Eurocode 8. Différents coefficients  $C_t$  et  $\beta$  sont donnés selon les codes et les types de bâtiments. L'UBC 97 et l'Eurocode 8 utilisent  $\beta = 0.75$ , l'Eurocode limitant l'emploi de cette formule aux bâtiments de hauteur supérieure à 40 m et proposant  $C_t = 0.05$  pour les voiles. Le document FEMA (2000) propose  $\beta = 0.9$  pour les ossatures en béton armé,  $\beta = 0.75$  pour les autres types de structures (ossatures en acier mis à part). Dans le cadre du projet Risk-UE, Lagomarsino et Giovinazzi (2006) ont utilisé pour déterminer la partie linéaire de la courbe de capacité des bâtiments en béton armé  $C_t = 0.065$  et  $\beta = 0.9$ .

Dans l'esprit des codes américains, cette formule est censée sous-estimer les périodes de 10 à 20% de manière à calculer des valeurs conservatives d'effort tranchant (Goel et Chopra, 1998). Notons que l'on sous-estime alors les déplacements, ce qui n'est pas forcément un bon calcul compte tenu des nouvelles approches du génie parasismique, fondées sur les méthodes en déplacement. Or Goel et Chopra (1998) critiquent cette formule du fait qu'elle ne sous-estime pas les périodes, d'une part, et qu'elle n'est pas satisfaisante pour les structures en voiles. Ils proposent la formule suivante, plus complexe et dépendant des dimensions des murs :

$$T = C_t \frac{H}{\sqrt{\bar{A}_e}}, \text{ avec } \bar{A}_e = \frac{100}{L \times l} \sum_{i=1}^{N_m} \left( \frac{H}{H_i} \right)^2 \frac{A_i}{1 + 0.83 \left( \frac{H_i}{L_i} \right)^2} \quad (4.5)$$

avec  $A_i$ ,  $H_i$  et  $L_i$  respectivement l'aire en plan, la hauteur et la longueur du mur  $i$  et  $l$  la largeur du bâtiment. Cette formule est obtenue par calculs théoriques et validée sur 17 bâtiments californiens d'après les enregistrements de séismes de 1971 (San Fernando) à 1994 (Northridge).  $\bar{A}_e$  représente la surface de cisaillement équivalente, en pourcentage de la surface en plan du bâtiment. Cette méthode nécessite cependant d'étudier plus en détail le bâtiment, en particulier d'avoir accès à ses plans, ce qui est le cas pour un bâtiment à dimensionner mais rarement pour un bâtiment existant. Depuis les travaux précurseurs de Carder, toutes les formules proposées ont été validées sur un très petit nombre de structures réelles (typiquement une vingtaine). Une mise en commun des bases de données de périodes mesurées en structure serait une aide considérable pour de nombreux travaux en génie parasismique.

### Régression linéaire multiple sur les données

Dans ce paragraphe, la totalité des bâtiments en béton de Grenoble et Nice, qui sont majoritairement des structures en murs voiles, a été utilisée, soit 173 périodes propres. Compte tenu des formules précédentes, trois points nous ont semblé importants à clarifier. D'une part, le paramètre  $L$  a-t-il sa place dans une formule donnant la période ? D'autre part, quel exposant faut-il affecter au paramètre  $H$  puisque certaines formules donnent 1 ou 0.9, d'autres 0.75 ? Enfin, le nombre d'étages, plus facile à obtenir, est-il aussi pertinent que la hauteur pour l'estimation des périodes dans une formule simplifiée ? Un test sur les formules plus complexes comme celle de Goel et Chopra (1998) n'a pas été possible car les plans des bâtiments n'étaient pas accessibles. Le système structural de tous les bâtiments n'était également pas disponible. Cependant, la très grande majorité des structures étudiées est composée de murs voiles et les essais visant à discriminer des bâtiments ayant une ossature remplie n'ont pas amené de résultats pertinents.

Nous avons choisi d'étudier le logarithme des périodes en fonction des logarithmes des paramètres hauteur, nombre d'étages et longueur de la façade parallèlement à la direction considérée soit  $H$ ,  $N$ , et  $L$  respectivement. Il faut noter que le paramètre pertinent n'est pas  $N$ , mais  $N+1$  car c'est le nombre de niveaux qui est équivalent à la hauteur. Nous avons donc réalisé une régression linéaire multiple du logarithme de la période en fonction de ces paramètres. On calcule la matrice de corrélation des données (c'est-à-dire la matrice de covariance des données centrées réduites) qu'il suffit d'inverser. Les coefficients de la régression linéaire ainsi que le coefficient de corrélation totale et les coefficients de corrélation partielle sont ensuite calculés en fonction des éléments de cette matrice inversée.

Les régressions en fonction de  $H$  et  $L$  puis  $N+1$  et  $L$  ont donné à  $L$  un coefficient de corrélation partielle avec les données de 13%, ce qui signifie que  $L$  est très peu corrélée aux périodes. Par ailleurs, le coefficient de corrélation totale n'est pas amélioré en prenant ce paramètre en compte. Les coefficients de la régression donneraient alors un exposant de 0.05, ce qui n'est pas du tout en accord avec le -0.5 trouvé dans les formules précédemment décrites. On peut en conclure, comme de nombreux auteurs, que le paramètre  $L$  n'est pas pertinent d'un point de vue statistique dans l'explication de la variance des périodes propres.

La hauteur et le nombre de niveaux expliquent donc, seuls, entre 85% et 90% de la variance des périodes. La différence entre une formule utilisant la hauteur et une formule utilisant le nombre de niveaux est de quelques pourcents, la hauteur restant le paramètre le plus pertinent. Dans le cadre d'une formule simplifiée, ces deux paramètres ont donc une qualité sensiblement égale.

Les exposants liés à la hauteur  $H$  et au nombre de niveaux ont été calculés respectivement à 0.98 et 0.92. Il semble donc clair que c'est un exposant de 1 qui doit être affecté à la hauteur ou au nombre de niveaux pour les murs voiles en béton armé, comme préconisé par Farsi (1996), le 0.9 du document FEMA (2000) convenant également, mais pas 0.75 comme dans l'Eurocode et l'UBC97. On revient donc à une régression linéaire à un paramètre avec l'hypothèse que l'ordonnée à l'origine est nulle :

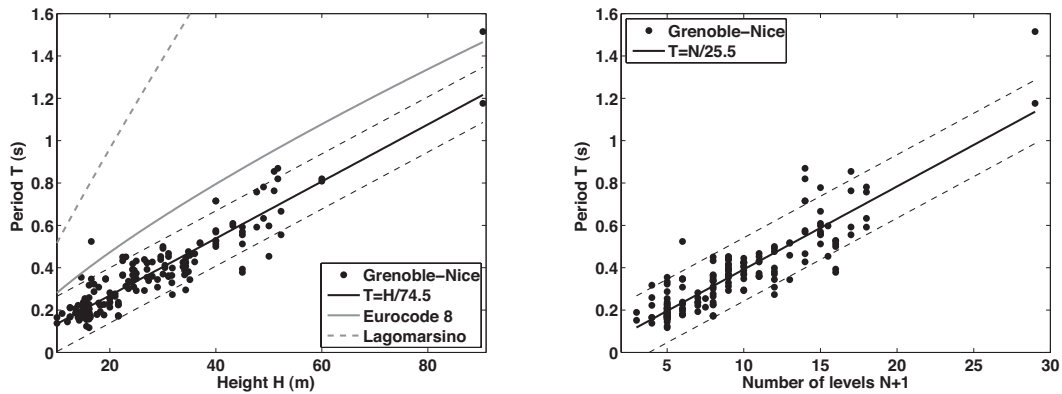
$$T = 0.013H = 0.039(N + 1) \quad \text{pour les murs voiles,} \quad \sigma^* = (0.08; 0.09) \text{ (en s)} \quad (4.6)$$

Cette estimation, avec l'intervalle de confiance à 95% pour chaque hauteur (fig. 4.12), montre que l'Eurocode 8 ( $C_t = 0.05$ , valeur pour les voiles, contre 0.013 trouvés ici) n'est pas en accord avec la réalité du bâti français (y compris pour  $H > 40$  m) et surestime les périodes. La formule de Lagomarsino et Giovinazzi (2006), dans le cadre du projet Risk-UE, a pour objectif de surestimer les périodes pour être conservatif vis-à-vis des déplacements ( $C_t = 0.065$ ), mais la comparaison avec les données réelles montre que cette surestimation est importante en ce qui concerne les bâtiments français ce qui conduit à estimer des dommages bien supérieurs à ce que serait la réalité.

Les formules comme celle de l'Eurocode 8 ne sont pas fournies avec un écart type, il n'est donc pas possible de tester la probabilité de l'appartenance de notre jeu de données à leur modèle statistique. C'est pourquoi, nous proposons avec nos formules un écart type, estimé comme suit :

$$\sigma^* = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (T_i - T_i^{est})^2} \quad \text{avec } T_i^{est} \text{ la période estimée par le modèle} \quad (4.7)$$

Si l'utilisateur souhaite surestimer les périodes pour être conservatif vis à vis des déplacements, il lui suffit de choisir la valeur donnée par la régression plus un écart type, par exemple.



**Figure 4.12 :** Premières périodes propres des bâtiments en béton armé de Grenoble et Nice (points noirs) en fonction de leur hauteur (à gauche) et de leur nombre de niveaux (à droite), la régression linéaire (droites noires) et l'intervalle de confiance à 95% pour chaque abscisse (droites pointillées noires). En gris, en trait plein la formule de l'Eurocode 8 avec  $C_t = 0.05$  et en trait pointillé la formule utilisée par Lagomarsino et Giovinazzi (2006) dans Risk-UE. First resonance frequency of RC buildings in Grenoble and Nice (black dots) versus their height (left) and their number of levels (right), the linear regression (solid black lines) and the 95% confidence interval (dashed black lines). The solid grey line is the Eurocode 8 formula with  $C_t = 0.05$  and the dashed grey line is the formula used by Lagomarsino et Giovinazzi (2006) for the Risk-UE project.

En conclusion, si l'on souhaite garder une formule simple, utilisable pour le bâti existant, il faut la chercher de la forme  $T \propto H$  ou  $T \propto N + 1$ . Pour les structures françaises en béton, c'est-à-dire essentiellement constituées de murs voiles, nous proposons les formules  $T = 0.013H = 0.039(N + 1)$  avec des écarts types respectivement de 0.08 et 0.09 s. Farsi (1996) et Farsi et Bard (2004) ont déjà comparé leurs valeurs issues d'enregistrements aux règles américaines (UBC88), françaises (PS92) et algériennes (RPA88) et aboutissent à des résultats comparables.

### 4.2.3 Apport des paramètres modaux à la description du comportement dynamique des types de la BDT Grenoble

Les paramètres modaux (fréquences, déformées et amortissements) déterminés pour les 61 bâtiments du tableau 4.2 permettent de mieux définir le comportement dynamique de chacun des types.

Les **fréquences propres** déterminées pour les 61 bâtiments sont pour la plupart certaines et précises (de l'ordre de 1% d'incertitude sur la finesse des pics dans les spectres). Pour sélectionner les modes des structures, les pics principaux dans le spectre ont été étudiés : les déformées modales et les amortissements correspondants ont été confrontés au comportement dynamique des bâtiments connus et aux modèles classiques de poutres (cf. chapitre 2.1). Cependant, les effets dus au sol de fondation, à des vibrations parasites ou à la mise en vibration par des bâtiments voisins non séparés par des joints ont pu amener des erreurs dans l'interprétation du spectre.

Les **déformées modales**, qui reflètent la structure interne des bâtiments, indiquent la répartition du chargement sismique dans la structure. Même pour les structures régulières, le type de comportement va engendrer des différences dans les déformations subies par les étages. Par exemple, la déformée de poutre en flexion (cf. partie 2.1) montre que la base de la poutre subira peu de déformations alors qu'elles seront plus fortes mais constantes vers l'extrémité de la poutre. A l'opposée, les déformées des brochettes de cisaillement montrent une déformation maximale dans les premiers niveaux. Ce dernier type de comportement, symbolisé par les ossatures en béton armé, engendre régulièrement des effondrements de bâtiments lors des grands tremblements de terre. Ces dégâts sont également dus au fait que la qualité de construction de ce type de bâtiment est très variable (Gruenthal, 2001). Il semble possible, grâce aux déformées modales expérimentales de déterminer non seulement le type structural mais aussi de localiser les défauts grossiers de résistance latérale dans une structure. Seul le premier mode dans chaque direction est étudié ici.

Les déformées ont également été inversées en **rigidité** en supposant un modèle cisaillement grâce à la formule déterminée au paragraphe 2.2.3. Cette formule nécessite les déformées, les fréquences et une estimation de la masse de chaque étage. Celle-ci a été supposée correspondre à une charge de  $1\text{ t/m}^2/\text{étage}$ . Les résultats doivent être interprétés avec prudence car on sait que le modèle cisaillement ne décrit pas parfaitement tous ces bâtiments. En particulier, si l'amplitude d'un étage est inférieure à celle de l'étage précédent dans la première déformée, cela ne peut être expliqué par aucun modèle de poutre. Dans ce cas, il s'agira sans doute d'une erreur dans la déformée. En dehors de ce cas, le modèle cisaillement donne une valeur de rigidité à chaque étage, y compris si l'on a affaire à une poutre en flexion comme on l'a montré au paragraphe 2.2.3. On constate ainsi que les rigidités calculées à partir des déformées réelles décroissent avec la hauteur ce qui est sans doute dû à leur composante en flexion.

On considérera qu'il existe un **défait de rigidité** à un étage lorsque la rigidité calculée à cet étage est inférieure à celle calculée à l'étage du dessus. Compte tenu de la décroissance avec la hauteur constatée pour les déformées plutôt en flexion, on manquera moins de défauts pour les déformées qui ont un comportement plutôt en cisaillement. Compte tenu de l'incertitude sur les masses des différents bâtiments et de la différence sur la valeur de la rigidité selon le

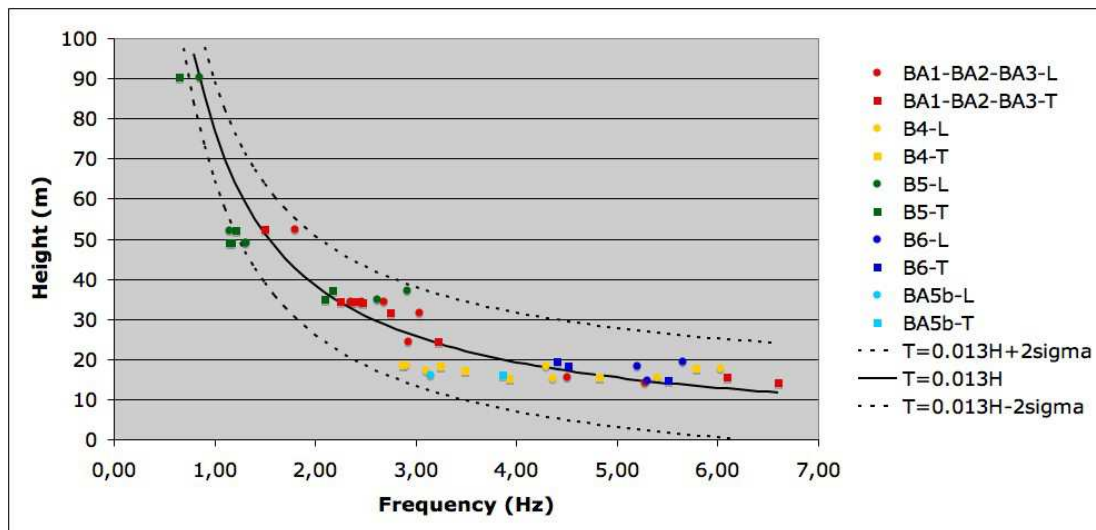


nombre d'étage due à la composante en flexion (cf. § 2.2.3), on ne s'intéressera qu'aux variations relatives de rigidité (défaut) au sein d'un bâtiment.

L' **amortissement** est sans doute le paramètre modal le plus difficile à déterminer avec certitude et celui dont les mécanismes physiques sont les moins bien compris. Il est également très variable dans le temps et en fonction de la sollicitation. Les enregistrements de 15 min que nous avons réalisés sont trop courts pour une estimation correcte de l'amortissement pour la majorité des structures étudiées. Seuls quelques résultats pour des bâtiments en béton sont détaillés.

### Bâtiments en béton

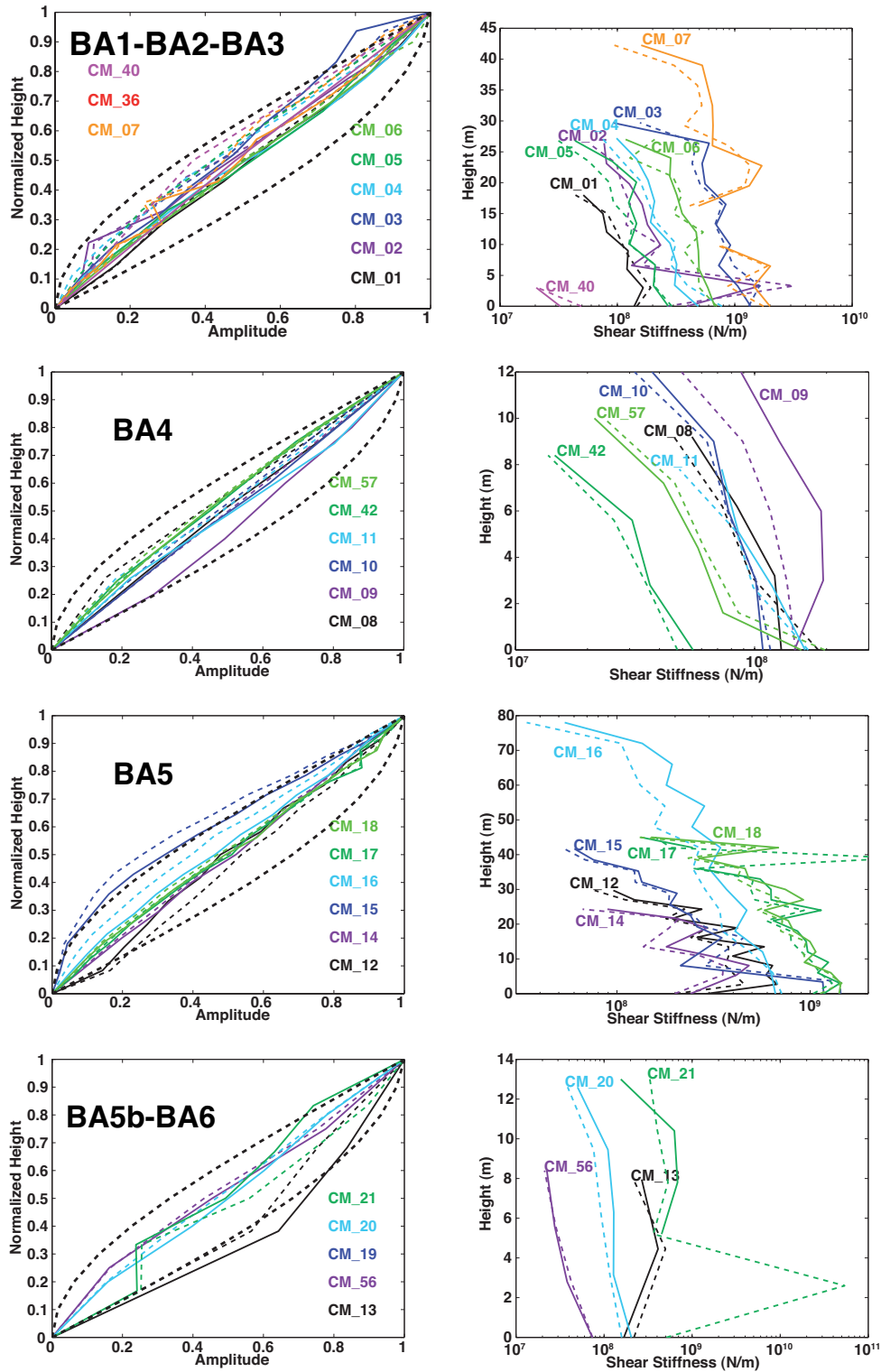
On a vu au paragraphe 4.2.2 que les premières fréquences propres du béton suivaient une loi assez simple en fonction de la hauteur. Si l'on regarde ces fréquences par type de bâtiment (fig. 4.13), on retrouve cette loi, mais on remarque également que les bâtiments du même type ont des comportements semblables. La figure 4.14 montre que la grande majorité des déformées ne ressemble ni à une poutre en flexion, ni à une brochette de cisaillement mais se rapproche plutôt d'une droite. Ce modèle de déformée droite est couramment utilisé en génie parasismique pour les calculs simplifiés et ces expériences montrent que ce modèle est pertinent.



**Figure 4.13 :** Répartition de la première fréquence propre dans chaque direction des bâtiments en béton étudiés en fonction de la hauteur. Chaque couleur correspond à un ou plusieurs types de Grenoble (BDT). Les ronds et les carrés représentent respectivement les directions longitudinale et transversale. La formule 4.6 est représentée (trait plein noir) plus ou moins deux écarts types (tirets noirs). First resonance frequency in each direction for studied RC buildings versus their height. Each color corresponds to one or more types of the Grenoble typology (BDT). Dots and squares stand for longitudinal and transverse directions, respectively. The equation 4.6 is displayed in solid black line plus and minus two standard deviations (dashed black lines).

#### Types BA1-BA2

Les fréquences des types BA1 et BA2, les bâtiments en béton des années 1930 à 1950, montrent une régularité notable dans leur décroissance avec la hauteur (fig. 4.13). Les résistances latérales



**Figure 4.14 :** Premières déformées modale normalisées en amplitude et en hauteur (à gauche) et rigidités à chaque étage calculées à partir des premières déformées et de la formule 2.53 (à droite) des immeubles en béton de Grenoble des différents types. La direction longitudinale est représentée par des traits pleins, la direction transversale par des tirets. Sur les déformées sont ajoutés en tirets épais les modèles de poutre de flexion et de cisaillement théoriques. Les étiquettes CM\_x correspondent à l'identifiant des bâtiments dans le tableau 4.2. First modal shapes, normalized in amplitude and height (left) and stiffness at each story computed using the first modal shapes and equation 2.53 (right) for studied RC buildings in Grenoble of various types. The longitudinal and transverse directions are displayed in solid and dashed lines, respectively. On the modal shapes, thick dashed black lines are bending and shear theoretical beam models. The names CM\_x refer to building identifiers in table 4.2.

dans les deux directions sont assez semblables, avec des différences au plus de 30% entre les rigidités longitudinale et transversale (rapport des fréquences en Hertz au carré). Les rapports des premières fréquences valent entre 2.3 et 3.3, c'est-à-dire environ 3, les rapports entre la troisième et la première fréquence valent entre 4.3 et 4.8, c'est-à-dire environ 5, ce qui correspond à un modèle cisaillement. Ils sont cependant souvent inférieurs, ce qui n'est pas prévu par le modèle de cisaillement simple. Le bâtiment CM\_05, étudié plus en détail à la partie 3.2, se différencie avec des rapports assez élevés dans la direction transversale (3.7;5.9). Les plans montrent, en effet, que des murs en béton armé ajoutés à l'ossature sont présents dans la direction transversale, lui conférant ce comportement plus en flexion.

Les déformées indiquent un comportement mélangeant flexion et cisaillement avec le plus souvent une prédominance de la flexion (fig. 4.14).

Lors de l'inversion en rigidité des déformées, on observe clairement les effets dus à la composante en flexion (décroissance de la rigidité avec la hauteur et avec le nombre d'étages) comme on l'a montré précédemment (fig. 4.14). Bien que paraissant irrégulières, les déformées donnent des rigidités souvent identiques dans les deux directions ce qui tend à valider l'inversion. Le plus souvent, le dernier étage montre une valeur plus faible. Cela peut venir du fait que les derniers étages sont en retrait et donc d'une masse moindre (qui n'a pas été prise en compte dans le calcul). Bien que cela n'ait pas été remarqué sur le terrain, le bâtiment CM\_01 montre un fort défaut de rigidité au rez-de-chaussée dans les deux directions (valeur de rigidité au rez-de-chaussée très inférieure à celle du premier étage). C'est également le cas du CM\_03, dans la direction transversale, ce qui a été noté lors de l'inspection du bâtiment. Le CM\_02, avec un premier étage de rigidité 10 fois supérieure à ses voisins, ne doit pas être pris en compte.

#### *Type BA3*

Les bâtiments du type BA3 sont des écoles. Elles présentent un fort défaut de résistance latérale dans la direction longitudinale, de 50 à 80% par rapport à la direction transversale (fig. 4.13). Le remplissage en maçonnerie leur confère une rigidité importante en comparaison du bâtiment du type BA5b, de la même hauteur, dont l'ossature n'est pas remplie, en particulier au rez-de-chaussée. Ces bâtiments sont trop bas pour avoir pu bénéficier de l'inversion en rigidité (1 étage), à part le CM\_40 qui ne présente pas de défaut, ce qui confirme les observations (fig. 4.14).

#### *Type BA4*

Les bâtiments du type BA4, la barre type d'avant 1960, sont très semblables entre eux en terme de hauteur (4 étages pour la plupart), mais leurs premières fréquences propres sont très variables, entre 2.9 et 6 Hz (fig. 4.13). La direction transversale est généralement moins raide que la direction longitudinale de 0 à 40% (carré du rapport des premières fréquences), la seule exception étant le bâtiment CM\_57, pour lequel la direction transversale est plus raide de 30%. Les seuls rapports de fréquences disponibles indiquent un comportement proche du cisaillement. L'analyse modale montre également que la plupart de ces structures sont soumises à une forte influence de l'interaction sol-structure (mouvements d'ensemble du bâtiment) qui empêche parfois l'interprétation du spectre.

Un bâtiment intéressant est le CM\_10, située dans la cité Clémenceau (tab. 4.2). Ses fréquences propres semblent coïncider avec celles de sa fondation et son amortissement mesuré est très fort (16%). On sait en effet que le sol dans cette zone est de très mauvaise qualité. La seule connaissance des paramètres modaux structuraux ne permet sans doute pas de calculer sa réponse sous séisme.

Comme pour les types précédents, les déformées modales mélangent le comportement en flexion et en cisaillement, avec une légère prédominance de la flexion (fig. 4.14). Cela signifie cependant que les planchers ont un effet important soit par une meilleure liaison avec les murs, soit par une inertie plus grande. Le bâtiment CM\_09 est plutôt en cisaillement dans sa direction longitudinale ce qui témoigne d'une résistance assurée par des poteaux dans cette direction. Il montre, en outre, un défaut de rigidité au rez-de-chaussée dans sa direction longitudinale. Les variations de rigidité semblent assez faibles, comme cela est attendu compte tenu de leur régularité structurale (fig. 4.14).

### Type BA5

Les bâtiments BA5 sont les grands ensembles des années 1960-1970. Leurs premières fréquences suivent bien la décroissance en  $1/H$  montrée au paragraphe 4.2.2 (fig. 4.13). Les bâtiments les plus hauts présentent des rigidités assez symétriques dans les directions longitudinale et transversale (différences de rigidité de l'ordre de 20% sauf pour la Tour Mont-Blanc, CM\_16, pour laquelle la différence vaut 40%) mais sont assez souples, alors que les bâtiments d'une dizaine d'étages présentent des différences structurales plus importantes, de l'ordre de 40%, avec une direction longitudinale plutôt rigide par rapport à la formule simple déterminée au paragraphe 4.2.2. Hormis l'Hôtel de Ville de Grenoble (CM\_15), qui est légèrement plus rigide dans sa direction transversale, ces bâtiments présentent une rigidité plus forte dans la direction longitudinale, ce qui est cohérent avec la structure en murs voiles.

Les premiers rapports de fréquences valent entre 3.8 et 4.1, ce qui indique un comportement qui mélange la flexion et le cisaillement (poutre de Timoshenko de paramètre  $C \approx 0.2$ , cf. partie 3.1 pour plus de détails).

On considère que l'amortissement d'une structure doit être compris entre 1 et 10%. Or, l'amortissement pour ces bâtiments, les mieux contraints (amplitude plus grande donc signal plus pur), vaut sous vibrations ambiantes entre 1 et 1.5%, comme l'avait déjà remarqué Dunand (2005). Celui des bâtiments BA1-BA2, d'une hauteur comparable, varie entre 2 et 5%, il est donc nettement plus fort.

Les déformées modales sont assez différentes selon les bâtiments (fig. 4.14). L'Hôtel de Ville de Grenoble possède des déformées dépassant nettement les autres, ce qui montre un comportement en flexion plus marqué, très semblable à la poutre théorique. La Tour Mont-Blanc est, après l'Hôtel de Ville, le bâtiment le plus en flexion, en particulier dans sa direction transversale. Le bâtiment CM\_12, une exception visiblement sur portiques, a des déformées plutôt en cisaillement.

Les bâtiments BA5 présentent également pour la plupart un défaut marqué au rez-de-chaussée (CM\_12, CM\_14 et dans une moindre mesure les Tours ARPEJ CM\_17 et CM\_18, fig. 4.14). La Tour Mont-Blanc semble très régulière. L'Hôtel de Ville, comme on l'a déjà vu à la partie 3.3, est régulier au dessus du troisième étage, où l'on trouve une plate-forme en béton précontraint. En revanche, le deuxième étage, très haut (8 m), est très souple alors que le premier étage et le rez-de-chaussée sont très rigides.

### Type BA5-b

Le bâtiment du CERMO (CM\_13) du type additionnel BA5b, regroupant les constructions types du campus universitaire, a un comportement réellement différent des bâtiments du type précédent. Il est tout d'abord plus bas (3-4 étages). Du fait de sa structure portique transparente du rez-de-chaussée, il présente un très grave défaut de rigidité dans la direction longitudinale,

qui est, dans l'absolu, particulièrement souple (fig. 4.13).

Les déformées ressemblent plus à du cisaillement, ce qui est logique compte tenu de leur structure en portiques (fig. 4.14).

Cette structure montre, par ailleurs, un défaut de rigidité au rez-de-chaussée dans les deux directions.

#### *Type BA6*

Les bâtiments plus récents (BA6) sont assez réguliers en plan. Leur direction longitudinale est plutôt rigide, avec des différences de rigidité de 30-40% par rapport à la direction transversale dans deux des trois bâtiments (fig. 4.13).

Les déformées modales sont plutôt en flexion (fig. 4.14). Celles du bâtiment CM\_21, très irrégulières, sont clairement dues à l'imprécision de la mesure car l'amplitude des modes structuraux était très faible dans les enregistrements, ce qui donne une inversion en rigidité fausse.

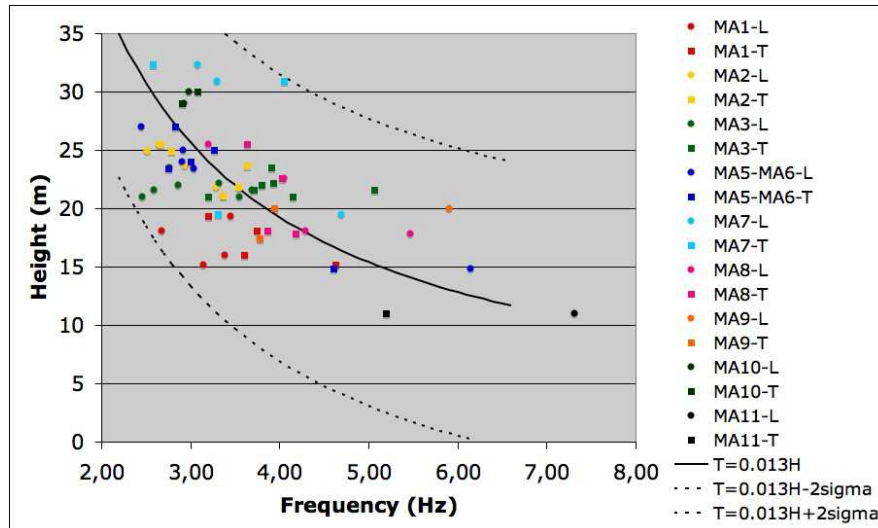
### **Bâtiments en maçonnerie**

Compte tenu du peu de différence en hauteur entre les bâtiments en comparaison de la variabilité observée, on n'a pas cherché à déterminer de loi simple gouvernant les fréquences de résonance des bâtiments en maçonnerie en fonction de la hauteur (fig. 4.15). Cependant la formule déterminée pour les bâtiments en béton semble convenir aussi bien. Chaque type correspond à une gamme de hauteurs assez limitée, ce qui se traduit sur la figure 4.15 par le regroupement des points représentant les différents types. En comparaison du béton, moins de modes supérieurs ont été déterminés à cause de la hauteur limitée des structures. Du fait du manque de liaison entre murs et planchers et de la présence systématique de murs mitoyens, le comportement dynamique des bâtiments en maçonnerie est beaucoup plus complexe et il n'était pas évident *a priori* que la configuration des enregistrements puisse permettre de dégager des généralités sur le bâti. Or les résultats qui suivent montrent que, même dans ces cas complexes, les enregistrements permettent de conclure sur le comportement dynamique de chaque type.

#### *Type MA1*

Les bâtiments les plus anciens, du type MA1, font entre 15 et 20 m. Ils sont généralement en travée dans des îlots assez hétérogènes avec des murs mitoyens. Le comportement de l'îlot est donc sans doute dominant et la hauteur d'un seul bâtiment ne dirige donc pas les fréquences (fig. 4.15). Les bâtiments CM\_23 et CM\_58, par exemple, sont mitoyens et partagent la même fréquence longitudinale (3.4 Hz). La direction longitudinale, c'est-à-dire parallèle à la rue, est généralement plus souple que la direction transversale.

Les déformées modales (fig. 4.16) ressemblent à la poutre en flexion théorique ce qui témoigne de la prépondérance des murs dans le comportement dynamique, les planchers en bois étant mal liés aux murs et d'une masse faible limitant les effets d'inertie. Les déformées sont très semblables d'un bâtiment à l'autre, excepté le CM\_22, situé en coin, pour lequel le cisaillement prend de l'importance au niveau du dernier étage. Cela peut être dû à une meilleure liaison de la toiture aux murs et à sa masse importante. L'inversion en rigidité montre que les rez-de-chaussées sont très raides car ils sont en pierre massive. On ne constate pas de défaut de rigidité.



**Figure 4.15 :** Répartition de la première fréquence propre dans chaque direction des bâtiments en maçonnerie étudiés en fonction de la hauteur des bâtiments. Chaque couleur correspond à un ou plusieurs types BDT Grenoble, les ronds et les carrés représentent respectivement les directions longitudinale et transversale. La formule 4.6 est représentée (trait plein noir) plus ou moins deux écarts types (tirets noirs). First resonance frequency in each direction for studied masonry buildings versus their height. Each color corresponds to one or more types of the Grenoble typology (BDT). Dots and squares stand for longitudinal and transverse directions, respectively. The equation 4.6 is displayed in solid black line plus and minus two standard deviations (dashed black lines).

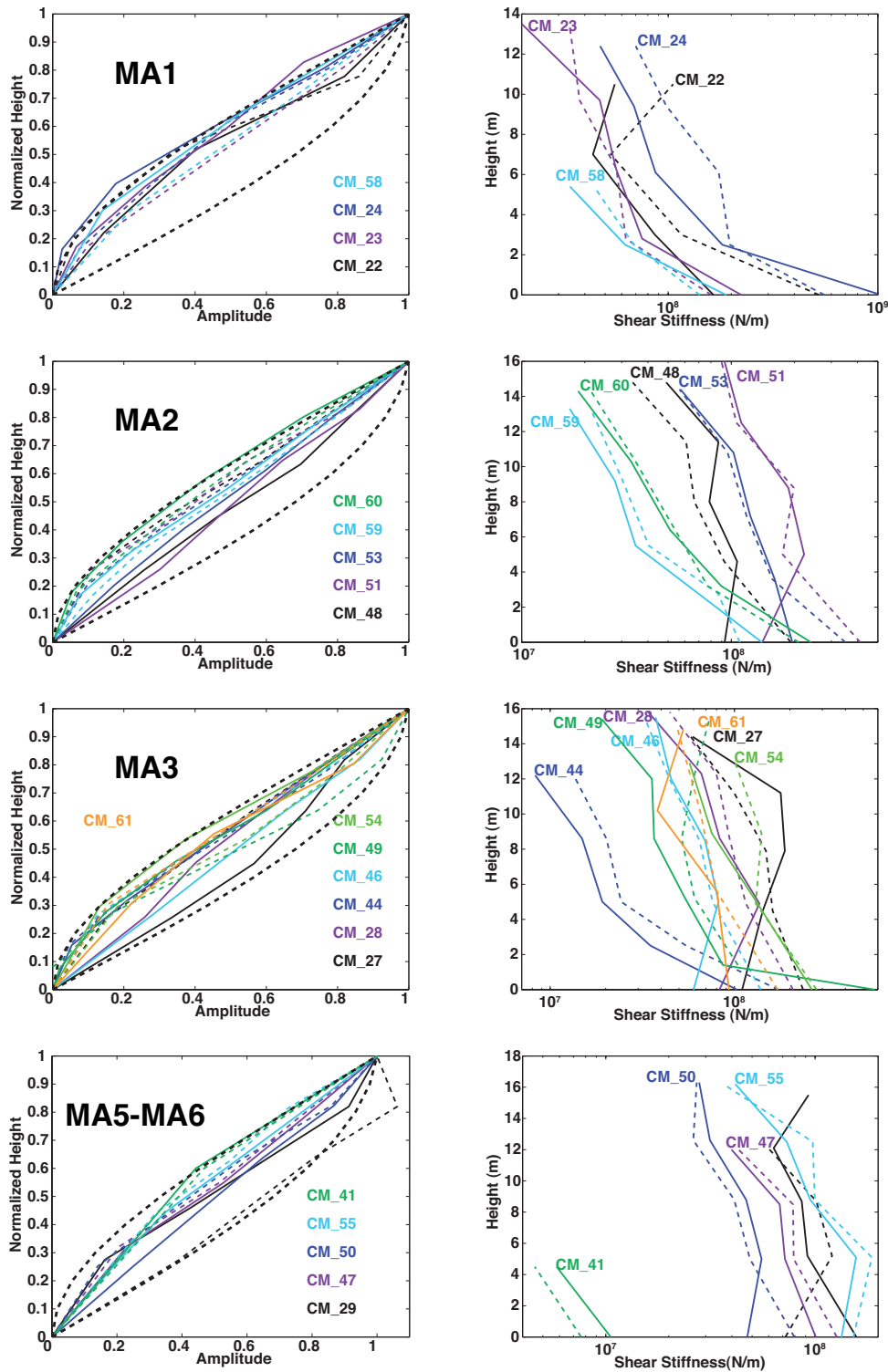
#### Type MA2

Les bâtiments MA2 sont généralement plus hauts, entre 18 et 26 m. Ils montrent une décroissance de la fréquence avec la hauteur et une certaine régularité dans les deux directions (fig. 4.15). La plupart des bâtiments ont une déformée plutôt « en flexion » dans la direction transversale alors que la composante en cisaillement prend de l'importance dans leur direction longitudinale (fig. 4.16). Cela s'explique par la disposition des murs, transversalement à la rue, alors que la façade n'est pas porteuse. Dans la direction transversale (parallèlement aux murs), on obtient une déformée plutôt en flexion et une fréquence assez élevée. Dans la direction longitudinale, les poutres des planchers sont sans doute fixées aux murs, ce qui conduit à un comportement plus en cisaillement et une fréquence généralement plus faible.

L'inversion en rigidité montre des défauts assez nets au rez-de-chaussée pour ces bâtiments dans la direction longitudinale (fig. 4.16). On peut relier ce défaut aux espaces libérés pour des commerces et surtout à des hauteurs du rez-de-chaussée plus importantes (4.6 à 5 m). En effet, le bâtiment CM\_53, dont la hauteur du rez-de-chaussée est moins importante, présente un défaut moins marqué.

Les bâtiments CM\_59 et CM\_60 se comportent différemment : leurs fréquences sont assez semblables (entre 0 et 25% de différence de rigidité) et leurs déformées sont plutôt en flexion dans les deux directions. Elles ne présentent pas de défaut au rez-de-chaussée. Cela témoigne du fait qu'il existe dans ces bâtiments des éléments de rigidité longitudinaux comme le mur de façade qui doit être porteur. Au sein de cette classe MA2, les bâtiments construits de cette manière seront beaucoup moins vulnérables que les premiers.

#### Type MA3



**Figure 4.16 :** Premières déformées modale normalisées en amplitude et en hauteur (à gauche) et rigidités à chaque étage calculées à partir de la formule 2.53 (à droite) des immeubles de Grenoble en maçonnerie des types MA1 à MA5-MA6. La direction longitudinale est représentée par des traits pleins, la direction transversale par des tirets. Sur les déformées sont ajoutés en tirets épais les modèles de poutre de flexion et de cisaillement théoriques. First modal shapes, normalized in amplitude and height (left) and stiffness at each story computed using the first modal shapes and equation 2.53 (right) for studied buildings in Grenoble of masonry types MA1 to MA5-MA6. The longitudinal and transverse directions are displayed in solid and dashed lines, respectively. On the modal shapes, thick dashed black lines are bending and shear theoretical beam models.



Les bâtiments du type MA3 sont les plus représentés dans la base de donnée étudiée (fig. 4.15). Ils ont des hauteurs très semblables entre 21 et 23.5 m. Comme pour les types précédents, leur direction longitudinale est systématiquement beaucoup plus souple que leur direction transversale (entre 27 et 51% moins rigide). On retrouve les deux fonctionnements évoqués pour le type MA2 : les bâtiments CM\_27, CM\_28, CM\_46 et dans une moindre mesure CM\_61 présentent une résistance latérale faible, assuré en grande partie par les planchers dans la direction longitudinale (fig. 4.16). Ils ont également un défaut de rigidité au rez-de-chaussée dans cette même direction sans doute lié à la présence de commerces et à la hauteur très importante de cet étage (jusque 5.9 m). Les bâtiments mieux construits bénéficient de leur position en coin, mais, d'une manière générale, il n'est pas évident de faire la différence entre les bâtiments avec et sans résistance longitudinale juste par inspection extérieure.

#### *Type MA5*

Les bâtiments du type MA5, plus hauts que les MA3, ont des fréquences assez homogènes valant entre 2.4 et 3.3 Hz (fig. 4.15). Tous les immeubles étudiés étant situés au coin des rues, ils sont relativement symétriques. Ils possèdent des hauteurs de rez-de-chaussée de plus de 5 m et la présence de commerces aux rez-de-chaussées fait attendre un défaut de rigidité à cet étage. Malgré leur aspect symétrique, les bâtiments CM\_50 et CM\_29 présentent une structure en cisaillement dans une direction, respectivement longitudinale et transversale (fig. 4.16). Ils ont également un défaut au rez-de-chaussée dans la direction concernée. Le bâtiment CM\_55 (MA5), qui a des déformées plutôt en flexion, donc *a priori* qui est normalement rigidifié, possède pour sa part des défauts au rez-de-chaussée dans les deux directions. C'est un bâtiment en coin avec des commerces et une hauteur de rez-de-chaussée de 5.2 m.

#### *Type MA6*

Le bâtiment MA6 (groupe scolaire Jean Jaurès CM\_41), beaucoup plus bas que les MA5 mais représenté dans la même couleur sur la figure 4.15, est normalement plus rigide que ces derniers compte tenu de sa hauteur. Sa direction longitudinale, de beaucoup plus grande dimension, est également beaucoup plus rigide (80% plus rigide), ce qui indique qu'il ne possède pas de défaut de rigidité dans cette direction. Les valeurs de fréquence sont comparables à un bâtiment en béton de la même hauteur.

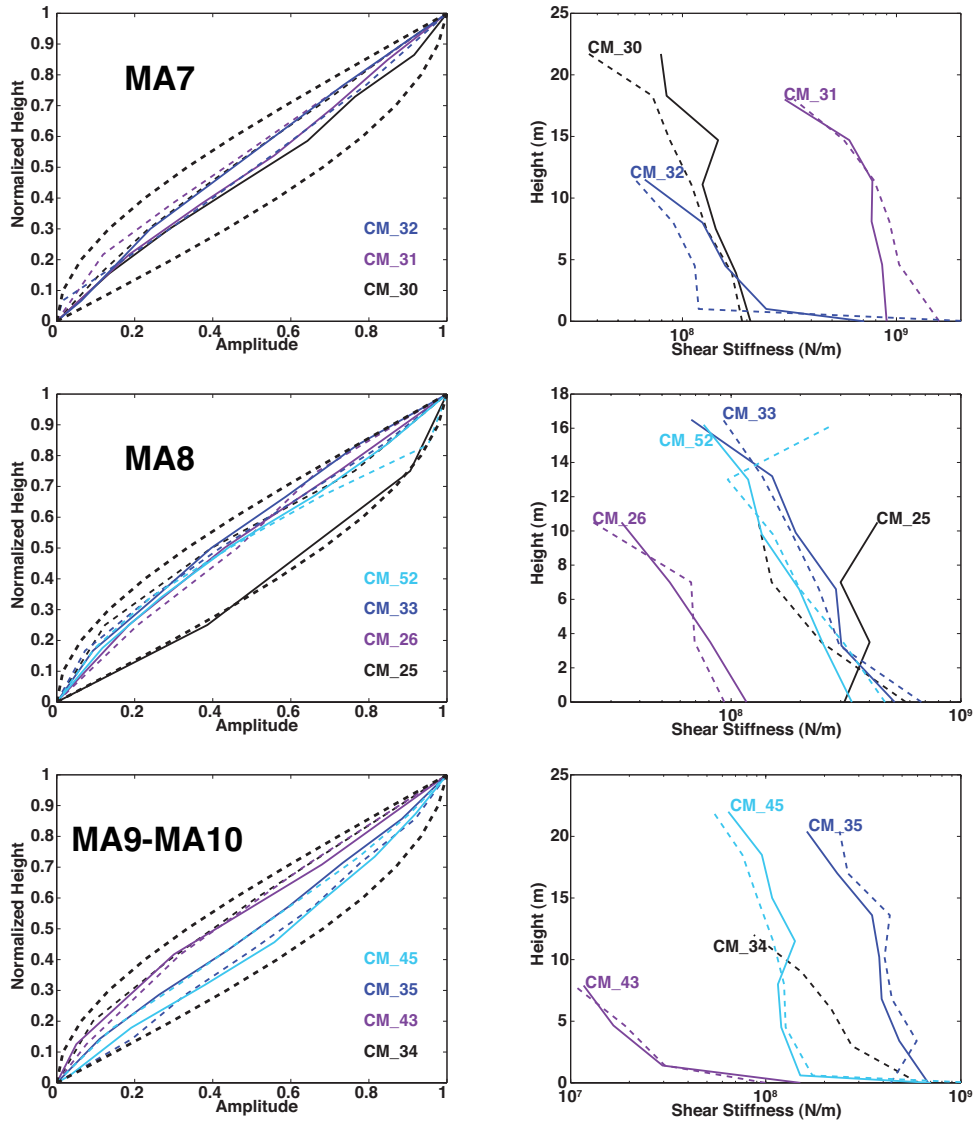
#### *Type MA7*

Les bâtiments MA7, avec planchers en béton, sont les plus hautes structures en maçonnerie qui ont été testées. Leurs fréquences, assez élevées (2.6-4.7 Hz), indiquent une rigidité plus importante qui compense cette hauteur, qui peut être due aux planchers en béton (fig. 4.15). Cela n'est pas vrai pour le bâtiment CM\_32, plus bas et pourtant avec les mêmes fréquences. Leurs déformées (très semblables entre les bâtiments) indiquent une participation assez égale de la flexion (murs) et du cisaillement (planchers béton), avec une légère prépondérance pour ce dernier (fig. 4.17). Les déformées permettent de déterminer dans quelle direction on trouve la participation la plus importante des murs (direction transversale pour CM\_30 et CM\_31 et longitudinale pour CM\_32). Ces bâtiments ne présentent pas de défaut au rez-de-chaussée.

#### *Type MA8*

Les bâtiments MA8 ont un comportement assez variable (fig. 4.15). La plupart sont bien rigidifiés dans les deux directions et montre des déformées plutôt en flexion (murs) sans défaut au rez-de-chaussée. Le cas du CM\_25 est plus délicat : il est situé en extrémité, il n'a pas de





**Figure 4.17 :** Premières déformées modale normalisées en amplitude et en hauteur (à gauche) et rigidités à chaque étage calculées à partir de la formule 2.53 (à droite) des immeubles de Grenoble en maçonnerie des types MA7 à MA10. La direction longitudinale est représentée par des traits pleins, la direction transversale par des tirets. Sur les déformées sont ajoutés en tirets épais les modèles de poutre de flexion et de cisaillement théoriques. First modal shapes, normalized in amplitude and height (left) and stiffness at each story computed using the first modal shapes and equation 2.53 (right) for studied buildings in Grenoble of masonry types MA7 to MA10. The longitudinal and transverse directions are displayed in solid and dashed lines, respectively. On the modal shapes, thick dashed black lines are bending and shear theoretical beam models.

commerces et une hauteur d'étage constante. Ses déformées (flexion en transversal, cisaillement en longitudinal) montrent que sa résistance longitudinale est assurée en majorité par les poutres des planchers (fig. 4.17). Cependant, sa direction longitudinale est tout de même plus rigide que sa direction transversale, ce qui pourrait indiquer des planchers bien liés au murs (poutrelles métalliques). On constate en plus un défaut de rigidité au rez-de-chaussée dans la direction longitudinale de 25% par rapport au premier étage.

#### *Type MA9*

Les OPHBM (MA9) ont une hauteur assez modeste, entre 15 et 20 m. Ils sont, semble-t-il, réguliers en plan avec une rigidité comparable aux MA2 ou MA3 de la même hauteur (fig. 4.15). Ils sont plutôt réguliers en élévation, avec des déformées en flexion (prépondérance des murs) et ne présentent pas de défaut au rez-de-chaussée (fig. 4.17).

#### *Type MA10*

Les bâtiments du type MA10 sont avec les MA7, les plus hauts en maçonnerie. Comme ils sont en coin et symétriques, leurs fréquences dans les deux directions sont très proches (fig. 4.15). Les deux bâtiments étudiés ont d'ailleurs un comportement dynamique assez semblable. Les fréquences, entre 2.9 et 3.1 Hz sont du même ordre de grandeur que les bâtiments en béton des Grands Boulevards auxquels ils ressemblent, bien que leur système porteur soit radicalement différent. Leurs déformées montrent un mélange assez équilibré entre flexion et cisaillement, les planchers en béton leur donnant une composante en cisaillement encore plus marquée que pour les MA7 (fig. 4.17). Le bâtiment CM\_35, en coin, possède un défaut au rez-de-chaussée dans la direction transversale. Il n'est pas lié à la hauteur du rez-de-chaussée mais sans doute à la suppression de murs réalisé pour les commerces.

#### *Type MA11*

Un seul bâtiment bas et isolé (1 étage - classe MA11) a été enregistré. Il a un comportement assez simple : sa direction longitudinale, environ deux fois plus grande, est deux fois plus rigide (fig. 4.15).

### **Modèles « medians »**

Des modèles « medians », représentatifs de chaque type ont été estimés à partir des paramètres modaux déterminés expérimentalement. C'est une première étape vers la modélisation de chaque type dans l'optique de la détermination de sa vulnérabilité. Les résultats sont donnés dans le tableau 4.1.

Le type B5 est séparé en 2 modèles, différents par leur hauteur, l'un de 10 et l'autre de 15 étages. La figure 4.18 montre les moyennes des déformées modales normalisées calculées pour chaque type. Il est clair que, hormis le bâtiment du campus (CM\_13, type MA5b), tous les types de béton ont, en moyenne, la même déformée modale. Pour la maçonnerie, les différences sont plus nettes et cohérentes avec les remarques réalisées précédemment : les types MA1 et MA9 possèdent les déformées les plus « en flexion », ce qui signifie que les murs sont prépondérants pour ces structures. Les types MA2 et MA3 ont des déformées moyennes semblables où le cisaillement est légèrement plus présent mais la flexion domine nettement. Les types MA5,

Type BDT	Nb B	N	H (m)	$f_L$ (Hz)	$f_T$ (Hz)	$\xi$ (%)
BA1	2	7	26	3.2	3	2
BA2	5	9	34	2.4	2.4	4
BA3	4	2	13	5.3	6.6	4
BA4	6	4	16	4.9	4.4	5
BA5-1	3	10	30	2.7	2.2	1
BA5-2	3	15	45	1.2	1.2	1
BA5b	1	3	16	3.2	3.9	2
BA6	4	5	18	5.4	4.5	2
MA1	4	3	16	3.4	3.6	3
MA2	5	4	24	2.8	3	4
MA3	7	4	22	2.8	3.7	4
MA5	4	4	24	3	3	3
MA6	1	2	15	6	4.5	3
MA7	3	5	30	3.3	4	4
MA8	4	4	20	4.4	4	3
MA9	2	3	19	3.8	3.8	4
MA10	2	6	30	3	3	3
MA11	1	1	10	7	5	2

**Tableau 4.1 :** *Caractéristiques des modèles médians de bâtiments choisis pour chaque type de la BDT Grenoble : Nombre de bâtiments utilisés pour les estimations (Nb B), (Nombre d'étages (N), Hauteur (H), fréquences longitudinale et transversale ( $f_L$  et  $f_T$ ) et amortissement ( $\xi$ ).* Characteristics of median models of buildings for each BDT type : Number of buildings used for the estimation (Nb B), Number of stories (N), Height (H), longitudinal and transverse frequencies ( $f_L$  and  $f_T$ ) and damping ratio ( $\xi$ ).

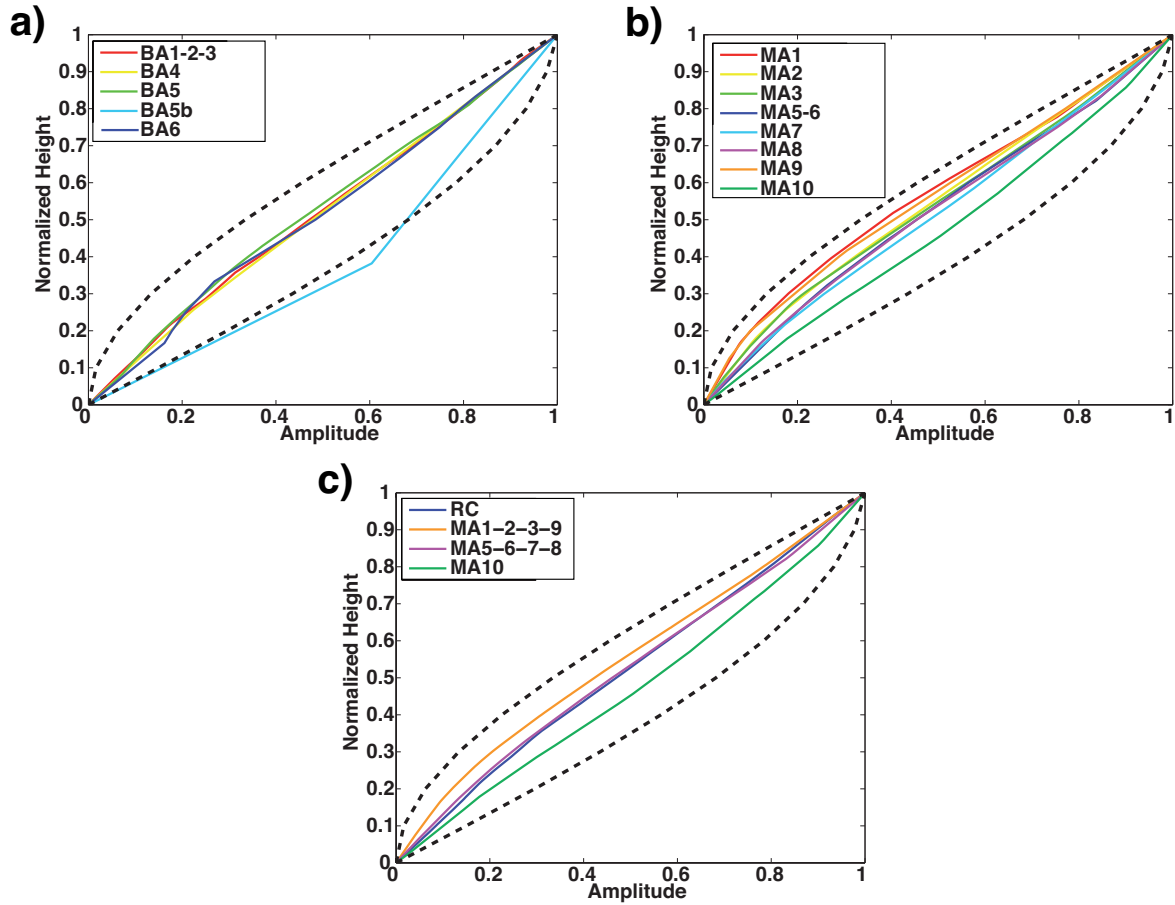
MA6, MA7 et MA8 sont très semblables et encore un peu plus en cisaillement. Enfin, le type MA10 est le plus en cisaillement. Si l'on compare la moyenne des bâtiments en béton (hors MA5b) avec les moyennes des regroupements de types de maçonnerie précédemment identifiés (fig. 4.18), on remarque que les types MA1, MA2, MA3 et MA9 (groupe 1) sont plus en flexion que les bâtiments en béton, les types MA5, MA6, MA7 et MA8 (groupe 2) ont sensiblement la même déformée que le béton et le type MA10 est plus en cisaillement. En termes structuraux, cela semble signifier que les bâtiments du groupe 1 montrent une prépondérance des murs sur les planchers dans leur comportement, que les bâtiments du groupe 2, comme les bâtiments en béton armé, possèdent un effet égale des murs et des planchers alors que le type MA10 a un comportement dirigé principalement par les planchers.

Les déformées moyennes de chaque type de maçonnerie et de tous les types pour le béton (hors BA5b) ainsi que les valeurs de fréquence et d'amortissement proposées plus haut seront utilisées dans la suite pour étudier la vulnérabilité de chaque type. Les amortissements déterminés sous vibrations ambiantes sont sujets à caution. Les valeurs estimées sont comprises entre 1 et 5% alors que la valeur communément admise est 5%. Choisir un amortissement plus faible comme nous l'avons fait conduit à surestimer le mouvement sous séisme donc à aller dans le sens de la sécurité.

On a ainsi montré que chaque type était caractérisé par une gamme limitée de paramètres modaux (fréquences, déformées et amortissement). Les formules donnant les fréquences propres en fonction des dimensions donnent un ordre de grandeur mais ne reflètent pas la diversité observée. On constate le plus souvent des défauts de rigidité dans la direction longitudinale des bâtiments en maçonnerie, sans doute dus à l'absence de murs dans cette direction. Contrairement à ce qui est indiqué au paragraphe 4.1.2, même après 1815, certains bâtiments ont été construits sans murs transversaux. Cependant des bâtiments bénéficiant de ces éléments de rigidité existent également et seront beaucoup moins vulnérables. L'effet des planchers en béton se voit clairement pour le type MA10 mais moins pour le type MA7 grâce à des déformées plus en cisaillement. La faiblesse de la rigidité des murs du type MA10 par rapport aux planchers permet de se poser des questions sur leur résistance. Les bâtiments en béton présentent rarement de défaut de rigidité dans une direction, mis à part quelques structures particulières, essentiellement basses, comme le type BA5b des bâtiments du campus ou des écoles du type B3. Leur comportement structural est, en moyenne, identique pour chaque type mais certaines structures se distinguent selon le nombre et la répartition des murs et des poteaux. Les types BA1 et BA2, identifiés comme des structures poteaux-poutres avec des remplissage en maçonnerie, ne sont, au final, pas plus en cisaillement que les autres types, identifiés comme des structures en murs voiles. Le rôle des murs des cages d'ascenseurs et d'escaliers semble donc dominer le comportement de ces structures.

### **Apport des paramètres modaux expérimentaux dans l'étude dynamique des bâtiments à grande échelle**

En conclusion, l'étude des fréquences et déformées propres des premiers modes des différents types de bâtiments présents dans la ville de Grenoble est très instructive. Elle permet de mieux comprendre le comportement dynamique des structures. L'influence de la rigidité de



**Figure 4.18 :** En haut : déformée modale moyenne pour chaque type de bâtiment. a) Bâtiments en béton avec le code couleur de la figure 4.13. b) Bâtiments en maçonnerie avec le code couleur de la figure 4.15. c) Déformée modale moyenne pour des regroupements de types de bâtiments. Top : Average modal shape for each building type. a) RC buildings with the colors of fig. 4.13. b) Masonry buildings with the colors of fig. 4.15. c) Average modal shapes for grouped types of buildings.

cisaillement et de la rigidité de flexion est visible sur la suite des fréquences et surtout sur l'allure des déformées. Elle permet de savoir si les structures verticales (murs, poteaux) sont raides en comparaison des structures horizontales (planchers). Rapportés à la formule générique donnant la fréquence en fonction de la hauteur, on peut par ailleurs savoir si une direction est particulièrement souple ou non. En particulier, pour les bâtiments en maçonnerie, les paramètres modaux permettent de déterminer si les murs longitudinaux sont porteurs et liés aux murs transversaux.

Les paramètres modaux sont des quantités relatives. Si l'on souhaite revenir à des grandeurs physiques absolues, il faut évaluer l'une d'entre elles comme la masse. On peut alors remonter à la rigidité (dans le modèle cisaillement dans notre cas), et déterminer les défauts majeurs, en particulier au rez-de-chaussée. La corrélation avec les observations de terrain ainsi que les données assez nombreuses détaillées ici montrent que les paramètres modaux, et les déformées modales en particulier, donnent une information fiable et intéressante concernant la répartition de la rigidité dans les structures. Les déformées modales échantillonnent le comportement du bâtiment sur de larges plages de fréquence. Si elles sont assez robustes dans l'ensemble, elles auraient mérité une durée d'enregistrement plus longue pour certaines structures pour lesquelles l'amplitude des modes structuraux est faible. Il est ainsi parfois difficile de séparer ce qui relève de l'erreur dans l'analyse modale des variations réelles de comportement. Il faudrait insister sur les incertitudes sur les déformées de manière à mieux quantifier les défauts.

Cette étude des caractéristiques dynamiques expérimentales des bâtiments courants est complémentaire de la connaissance des experts car elle permet d'une part de quantifier la rigidité et la régularité des structures et, d'autre part, d'accéder à la structure interne des bâtiments sans les détruire pour mieux comprendre leur fonctionnement dynamique. En comparaison des calculs théoriques, l'expérimentation permet d'intégrer la qualité des matériaux, le vieillissement, l'effet des éléments non-structuraux, etc. qui sont difficiles à estimer pour le bâti existant. Elle a, par ailleurs, permis de définir un modèle générique par type de structure qui permet de simuler la déformation moyenne subie par les structures de chaque type pour un séisme de scénario donné.

**Tableau 4.2 :** *Bâtiments de Grenoble étudiés avec leur caractéristiques géographiques, structurales et les résultats de l'analyse modale (fréquences en Hz et amortissements en %). Studied buildings in Grenoble with their locations, structural properties and the modal analysis results (frequencies in Hz and damping ratio in %).*

Id.	Adresse			Type	Critères VulneRAIp 1.0								Dimensions				Fq. (Hz) et Am. (%)						
	Rue	n°	Ville		TySt	EpCo	EnSo	EnPe	ToCo	NbEt	ReEl	RePl	RePo	Et	H	L	I	f <sub>1L</sub>	ξ <sub>1L</sub>	f <sub>2L</sub>	f <sub>1T</sub>	ξ <sub>1T</sub>	f <sub>2T</sub>
CM_01	MAL RANDON (AVENUE)	44	GRE	BA1	TySt2	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl1	RePl1	RePo4	7	24.4	17.0	17.0	2.93			3.22		
CM_02	JEAN JAURES (COURS)	116bis	GRE	BA1	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl2	RePl1	RePo4	8	31.7	21.3	14.6	3.04	2.3	2.31	2.75	1.70	8.02
CM_03	EDOUARD REY (BOULEVARD)	1	GRE	BA2	TySt2	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl2	RePl2	RePo4	9	34.0	35.0	25.0	2.35	3.0	2.64	2.47	4.00	6.50
CM_04	JEAN JAURES (COURS)	13	GRE	BA2	TySt2	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl2	RePl2	RePo4	9	34.3	13.0	13.0	2.35	2.0	2.49	2.42	2.80	6.54
CM_05	LIBERATION (CRS)	4	GRE	BA2	TySt2	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl1	RePl1	RePo3	9	34.3	21.0	13.0	2.68	3.6	2.87	2.36	4.00	8.70
CM_06	MAL FOCH (BOULEVARD)	34	GRE	BA2	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl2	RePl2	RePo4	10	34.3	30.0	15.0	2.46	7.0	2.76	2.25	4.00	6.83
CM_07	PAUL MISTRAL (PLACE)	8	GRE	BA2	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl2	RePl2	RePo4	15	52.3	30.0	30.0	1.80	5.0	2.89	1.50	4.00	5.02
CM_08	CHAMPS ELYSEES (RUE DES)	17	GRE	BA4	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo1	4	17.6	27.0	12.0	6.03	5.0		5.79	4.50	
CM_09	GAL GALLIENI (BOULEVARD)	16	GRE	BA4	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo1	5	18.2	40.0	12.0	4.29	4.0		3.25	4.50	9.70
CM_10	LEON JOUHAUX (RUE)	20	GRE	BA4	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo1	4	18.5	30.0	13.0	2.90			2.87	16.00	
CM_11	HENRI DUNANT (RUE)	22	GRE	BA4	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo1	4	15.6	47.0	9.0	5.40	4.0		4.83	2.70	
CM_12	RHIN ET DANUBE (AVENUE)	24	GRE	BA5	TySt2	EpCo3	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl2	RePl2	RePo2	12	37.1	19.0	13.0	2.91	3.0		2.18	2.40	5.77
CM_13	PISCINE (RUE DE LA)	460	SMH	BA5b	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt1	ReEl2	RePl2	RePo1	3	16.1	70.0	20.0	3.15	2.0		3.86	2.50	
CM_14	PAUL CLAUDEL (RUE)	7	GRE	BA5	TySt2	EpCo3	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl1	RePl1	RePo1	11	34.8	30.0	20.0	2.62	4.0	3.97	2.10	1.80	8.14
CM_15	JEAN PAIN (BOULEVARD)	11	GRE	BA5	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl2	RePl1	RePo1	13	52.2	44.0	13.8	1.15	1.2	3.91	1.22	1.20	
CM_16	MAL LECLERC (BOULEVARD)	15/17	GRE	BA5	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl1	RePl1	RePo1	30	90.4	40.0	20.0	0.85	1.0	3.86	0.65	1.00	2.71
CM_17	UNIVERSITES (RUE DES)	391	SMH	BA5	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl1	RePl1	RePo1	16	49.0	40.0	25.0	1.30	1.7	3.96	1.15	1.60	4.53
CM_18	UNIVERSITES (RUE DES)	391	SMH	BA5	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt3	ReEl1	RePl1	RePo1	16	49.0	40.0	25.0	1.31	1.6	3.89	1.17	1.40	4.48
CM_19	VALMY (AVENUE DE)	3	GRE	BA6	TySt2	EpCo3	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt2	ReEl2	RePl2	RePo1	4	14.5	60.0	17.0						
CM_20	PIERRE SEMARD (RUE)	53b	GRE	BA6	TySt2	EpCo4	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo1	5	19.5	23.0	14.0	5.65			4.41	5.50	14.78
CM_21	CHARREL (RUE)	35	GRE	BA6	TySt2	EpCo4	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt3	ReEl2	RePl2	RePo2	6	18.2	30.0	14.0	5.20		2.62	4.52		
CM_22	SAINT-LAURENT (RUE)	46	GRE	MA1	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl2	RePl1	RePo4	3	15.2	18.5	8.5	3.15	1.4		4.63	3.00	
CM_23	SAINTE-CLAIRE (PLACE)	4	GRE	MA1	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo3	4	19.3	16.0	16.0	3.45	5.0		3.20	3.50	
CM_24	SAINT-LAURENT (RUE)	89	GRE	MA1	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl2	RePo3	4	18.1	5.6	5.6	2.68	1.8		3.75		
CM_25	JEAN JAURES (COURS)	73bis	GRE	MA8	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo2	3	17.8	12.6	12.6	5.47	2.5	1.89	4.18	3.50	13.50
CM_26	CAMILLE DESMOULINS (RUE)	1	GRE	MA8	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl2	RePl2	RePo2	3	18.1	10.5	10.5	4.29	2.0	2.49	3.86		
CM_27	BERRIAT (COURS)	58	GRE	MA3	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo3	4	21.0	10.0	10.0	3.55	3.4		4.15		13.70
CM_28	BERRIAT (COURS)	8	GRE	MA3	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo3	4	22.0	23.5	12.0	2.86	6.3	2.46	3.80	5.50	10.55
CM_29	JEAN JAURES (COURS)	55	GRE	MA5	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl2	RePo4	4	23.4	20.0	6.0	3.04	1.8		2.75	2.50	
CM_30	FELIX VIALLET (AVENUE)	12	GRE	MA7	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt3	ReEl1	RePl1	RePo3	6	32.3	40.0	15.0	3.08	7.0	3.54	2.58	4.50	8.50
CM_31	THIERS (RUE)	60	GRE	MA7	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl2	RePo3	5	30.9	23.0	13.0	3.30	1.8	2.49	4.05	3.60	
CM_32	MASSENA (RUE)	7	GRE	MA7	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo2	3	19.5	21.3	11.2	4.69			3.31		
CM_33	CHARREL (RUE)	17	GRE	MA8	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo3	5	22.6	18.4	11.0	4.05			4.03	4.00	11.38
CM_34	GAL GALLIENI (BOULEVARD)	7	GRE	MA9	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo1	3	20.0	45.0	15.0	5.91			3.94	3.50	
CM_35	JEAN JAURES (COURS)	48	GRE	MA10	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt3	ReEl1	RePl2	RePo4	6	30.0	30.0	17.5	2.98	1.8		3.08	3.00	6.41
CM_36	ROGER LOUIS LACHAT (RUE)	5	GRE	BA3	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl2	RePl1	RePo2	2	13.5	60.0	9.3						
CM_37	LE BRIX (RUE)	27	GRE	BA3	TySt2	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo2	1	9.6	100.0	10.0						
CM_38	HENRI TARZE (RUE)	18	GRE	BA3	TySt2	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo1	3	15.5	27.0	18.0	4.50	8.0		6.09		
CM_39	ABBE GREGOIRE (RUE)	13bis	GRE	MA11	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo3	1	11.0	20.0	7.5	7.31	3.7		5.20	1.70	
CM_40	LEON BLUM (AVENUE)	77	GRE	BA3	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo4	2	14.0	33.5	8.6	5.28	1.9		6.60	3.00	
CM_41	JEAN JAURES (COURS)	9/11	GRE	MA6	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl2	RePl2	RePo4	2	14.8	42.0	9.0	6.14	1.8		4.61	3.00	
CM_42	VILLEBOIS (CHEMIN)	3	GRE	BA4	TySt2	EpCo2	EnSo2	EnPe2	ToCo1	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo1	4	15.3	22.0	12.0	4.36	2.0		3.93	3.50	
CM_43	MARIE CHAMOUX (RUE)	19	GRE	MA9	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt1	ReEl1	RePl1	RePo1	3	17.4	33.0	10.0	3.78			3.78		
CM_44	BERRIAT (COURS)	24	GRE	MA3	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo3	4	23.5	27.0	13.0	2.76	3.5		3.91	2.50	
CM_45	BERRIAT (COURS)	70	GRE	MA10	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt3	ReEl1	RePl2	RePo4	6	29.0	14.0	8.0	2.93	2.7		2.91	1.70	
CM_46	JEAN JAURES (COURS)	23	GRE	MA3	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo3	4	22.2	30.0	14.0	3.32	3.5		3.93	5.50	
CM_47	JEAN JAURES (COURS)	28	GRE	MA5	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl2	RePo2	4	27.0	26.0	13.5	2.45	3.0		2.83		
CM_48	HUMBERT II (RUE)	24	GRE	MA2	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo3	4	21.1	15.0	12.0	3.36		3.28	3.36	3.00	11.03
CM_49	TURENNE (RUE DE)	10	GRE	MA3	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo4	4	21.6	18.0	13.5	2.59			3.71	1.90	
CM_50	GAMBETTA (BOULEVARD)	23	GRE	MA5	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl2	RePo4	4	24.0	30.0	12.5	2.91	3.5		3.00		
CM_51	THIERS (RUE)	5	GRE	MA2	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl2	RePl1	RePo3	4	23.7	16.0	13.0	2.94	5.0		3.64	4.00	10.79
CM_52	CASIMIR BRENIER (RUE)	12	GRE	MA8	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl1	RePl2	RePo4	5	25.5	20.0	18.0	3.20	3.0		3.64		
CM_53	LT CHANARON (RUE DU)	8	GRE	MA2	TySt1	EpCo1	EnSo2	EnPe2	ToCo2	NbEt2	ReEl1	RePl1	RePo4	4	21.8	12.0	9.0	3.29	2.2	2.57	3.5		

# Chapitre 5

## Vulnérabilité sismique des structures

L'étude de la vulnérabilité sismique consiste, à partir d'un mouvement sismique donné, à estimer le dommage moyen et parfois son incertitude sur une structure, une ville ou une région. Le dommage peut être exprimé selon une échelle de dommage (GNDT, 1986; Risk-UE, 2003), en dollars (FEMA, 1999) ou encore être converti en pertes en vies humaines (Coburn et al., 1992).

Pour les études à grande échelle (ville, région), l'approche retenue est généralement statistique car la connaissance du bâti existant est souvent partielle. Les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique à grande échelle sont multiples : on peut citer le calcul d'une intensité macrosismique (Gruenthal, 2001), l'estimation du nombre de victimes pour un scénario ou en temps réel (Wyss, 2005), l'estimation des dommages et des coûts pour un scénario et l'estimation du risque pour hiérarchiser les priorités de renforcement des bâtiments (FEMA, 1999; GNDT, 1986; Risk-UE, 2003; Guéguen, 2004; Onur et al., 2005). A l'échelle de la structure, les études sont plus souvent déterministes et font appel à la modélisation. Des méthodes semblables sont appliquées pour le dimensionnement des structure neuve à un niveau de protection parasismique fixé par la réglementation et pour l'évaluation des bâtiments existants en vue d'une requalification. On dispose alors généralement de moyens plus importants (modélisation) et de données supplémentaires (plans, matériaux...) qui sont fonction de l'importance de la structure, du bâtiment d'habitation jusqu'à l'étude des structures à risque spécial (centrales nucléaires, usines chimiques...).

Deux familles d'approches ont été retenues dans l'analyse de la vulnérabilité du bâti existant : les méthodes empiriques d'analyse de vulnérabilité qui sont fondées sur le retour d'expérience et les caractéristiques structurales des bâtiments, et les méthodes de vulnérabilité calculée qui se fondent sur le comportement des structures obtenu par modélisation numérique et essais à échelle réduite.

L'objectif de ce travail est de montrer que l'étude dynamique expérimentale des structures sous vibrations ambiantes peut être une aide précieuse dans l'application des méthodes existantes d'évaluation de la vulnérabilité du bâti existant (Boutin et al., 2000). Par ailleurs, nous proposons une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle de la ville adaptée au contexte de sismicité modérée et fondée sur la connaissance des paramètres modaux déterminés expérimentalement (fréquences de résonance, amortissements et déformées modales).



Cette méthode a été appliquée à la ville de Grenoble et a permis d'estimer en partie la fragilité du bâti grenoblois.

Nous nous focaliserons sur la problématique de la grande échelle. Les méthodes empiriques d'analyse de vulnérabilité sont tout d'abord présentées et plus particulièrement la méthode développée à Grenoble dans le cadre du projet VulnéRALp (Guéguen et al., 2007b). Il s'agit d'une méthode fondée sur des techniques existantes mais simplifiée pour son utilisation en contexte de sismicité modérée et explorant des moyens d'obtenir des informations structurales comme les enquêtes auprès de la population et les itinéraires aléatoires dans la ville. La vulnérabilité d'une structure est quantifiée par un indice de vulnérabilité (*IV*). Les méthodes de vulnérabilité calculée et particulièrement les méthodes en déplacement sont ensuite présentées. La vulnérabilité des structures y est représentée par des courbes de fragilité. Une comparaison entre la partie élastique des courbes de capacité proposées dans la méthode Risk-UE (2003) et des courbes obtenues de manière expérimentale grâce à l'enregistrement de vibrations ambiantes y est également réalisée. Enfin, la méthode développée dans le cadre de ce travail et fondée sur les paramètres modaux (fréquences, amortissements et déformées) extraits d'enregistrements de vibrations ambiantes est détaillée. Elle est appliquée à Grenoble où des courbes de fragilité pour le niveau de dommage « léger » sont développées. Le risque sismique de la ville y est également estimé pour des séismes de scénarios particuliers.

## 5.1 Méthodes empiriques d'analyse de vulnérabilité : les méthodes statistiques

### 5.1.1 Principe des méthodes existantes

Les méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle fondées sur les inspections visuelles ont été développées dans des pays à forte sismicité, aux Etats-Unis par la Federal Emergency Management Agency (FEMA, 1988, 1999, 2002, 2003) et en Italie par le Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) (Benedetti et Petrini, 1984; GNDT, 1986) dans les années 1980. D'autres pays comme le Japon (Otani, 2000), la Turquie (Yakut et al., 2006), le Canada (Onur et al., 2005; Ventura et al., 2005), la Belgique (Jongmans et Plumier, 2000), l'Espagne (Roca et al., 2006), le Portugal ou encore la Suisse ont utilisé ou adapté ces méthodes pour estimer la vulnérabilité de leurs régions les plus sismiques. Dans le cadre du projet européen Risk-UE (2003) coordonné par le BRGM, une méthode adaptée au contexte européen a été élaborée et appliquée à 7 villes, dont la ville de Nice. Une étude bibliographique (Combescure et al., 2005) réalisée par un groupe de travail de l'Association Française de Génie Parasismique (AFPS) a déterminé les approches qui pouvaient être retenues en France. Le projet VulnéRALp (Guéguen, 2004; Guéguen et al., 2007b) « Vulnérabilité Sismique à l'échelle d'une ville Rhône-Alpine - Application à Grenoble », dont les principaux résultats sont présentés ici, propose une adaptation des méthodes italiennes au contexte français.

Dans la plupart des méthodes, les bâtiments sont préalablement classés selon une typologie. Ces méthodes se fondent sur l'observation des caractéristiques structurales des bâtiments pour

leur attribuer un indice de vulnérabilité ( $IV$ ). Différents niveaux de précision d'analyse sont généralement prévus, selon les informations disponibles, qui conduisent à une qualité variable de l'estimation de la vulnérabilité. Ces méthodes proposent une relation reliant l'indice de vulnérabilité à une échelle de dommage pour un mouvement sismique donné, un scénario probable ou un séisme historique, par exemple.

Les paramètres pertinents, les coefficients qui leurs sont attribués dans le calcul de l'indice de vulnérabilité ( $IV$ ) et le lien entre  $IV$  et dommage sont déterminés à partir du retour d'expérience réalisé par des experts lors de missions post-sismique. Malheureusement, le mouvement du sol qui a généré les dégâts observés n'est généralement pas connu car il n'a pas été enregistré. Il est donc généralement représenté par l'intensité macrosismique estimée elle-même à partir des dégâts. Cette incohérence est une des limitations de ces méthodes. Par ailleurs, les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique. Ces méthodes permettent donc d'avoir une vision statistique, à l'échelle d'une ville par exemple, et n'ont pas d'intérêt pour un bâtiment isolé.

## Typologie

Dans la plupart des méthodes d'analyse de vulnérabilité à grande échelle, la première étape est de répartir les bâtiments dans une typologie pertinente du point de vue de la vulnérabilité sismique. Une typologie doit décrire le plus simplement possible le bâti de la zone d'étude. Selon l'étendue de cette zone et donc l'homogénéité du bâti, la typologie pourra être plus ou moins précise. A l'échelle d'une ville, on pourra par exemple isoler un type de construction particulier à cette ville, par exemple la pierre factice à Grenoble. Les éléments qui permettent de séparer les différents types sont généralement :

- le matériau de construction du système porteur (béton, maçonnerie, bois, acier...)
- le système porteur (ossature, murs voiles pour le béton par exemple)
- la qualité de la construction (respect de normes plus ou moins contraignantes, généralement lié à l'époque de construction)

D'autres caractéristiques comme le type de planchers ou le nombre d'étages permettent parfois de raffiner une typologie (Risk-UE, 2003; FEMA, 1999). Pour l'Europe, l'Echelle Macrosismique Européenne EMS98 (Gruenthal, 2001) définit une échelle d'intensité pour les séismes prenant en compte la vulnérabilité du bâti. Elle développe donc une méthode d'analyse, simplifiée mais pertinente, de la vulnérabilité sismique, qui contient une typologie. Elle comporte 15 types, dont 7 de maçonnerie et 6 de béton armé. Le projet européen Risk-UE dont le but était de réaliser des scénarios de risque sismique publie dans son premier rapport une typologie propre à l'Europe qui est assez proche de l'EMS, mais un peu plus détaillée avec 23 types (Risk-UE, 2001). Aux Etats-Unis, en tenant compte de toutes ses subdivisions, la typologie de la FEMA en possède plus de 90 (FEMA, 2002).

Une typologie propre à la ville de Grenoble appelée BDT-Grenoble (pour Base de Donnée Typologique) a été réalisée dans le cadre du projet VulnÉRALp (cf. § 4.1.2). Le tableau 5.1 établit la correspondance entre la BDT et les typologies Risk-UE, EMS et HAZUS. Les types de bâtiment en maçonnerie sont très détaillés dans la BDT contrairement aux autres typologie car ces types sont très variables d'une région à une autre en Europe. Chaque type de la BDT, défini par son parti architectural, correspond à une époque et un mode de fabrication bien

déterminés. Pour les autres typologies européennes, ce sont la qualité des matériaux du système porteur et celle des planchers qui définissent les types. Aux Etats-Unis, aucune distinction n'est faite entre les différents types de maçonnerie non renforcée (URM).

En ce qui concerne le béton armé, là encore, chaque époque correspond, à Grenoble et en France, à un type de bâtiment bien précis. Le niveau de conception parasismique est donc implicite à chaque type : de « sans conception parasismique » jusqu'en 1969 (règles PS69) à « bon niveau de conception parasismique » pour les bâtiments respectant les règles PS92 (1995) (après 1997). L'EMS sépare le système porteur dans un premier temps (murs ou poteaux) puis le niveau de conception parasismique. Dans les typologies HAZUS et Risk-UE, chaque type correspond à un système porteur. Tous les types sont ensuite traités séparément selon le niveau de conception parasismique dont il a bénéficié : *pre-code*, *low-code*, *medium-code* et *high-code*. Enfin, chaque type est subdivisé en trois selon la hauteur du bâtiment :

- Bas, jusqu'à 2 étages pour la maçonnerie, 3 pour le béton.
- Moyen, de 3 à 5 étages pour la maçonnerie, de 4 à 7 pour le béton.
- Haut, 6 étages et plus pour la maçonnerie, 8 étages et plus pour le béton.

Ce dernier élément ne figure pas dans le tableau 5.1 car il dépend de chaque structure.

Description	BDT	Risk-UE	EMS 98	HAZUS	Code
Béton poteaux des années 30-50 moyen	BA1	RC3.1	RC1	C3	pre
Béton poteaux des années 30-50 haut	BA2	RC3.1	RC1	C3	pre
Béton poteaux des années 30-50 bas	BA3	RC4	RC2	C3	pre
Béton murs des années 60	BA4	RC2	RC4	C2	pre
Béton murs des années 70	BA5	RC2	RC5	C2	low
Béton murs récents	BA6	RC2	RC6	C2	med
Moellon brut avant 1815	MA1	M1.1	M1	URM	pre
Pierre brute avant 1870	MA2	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute avec chaînage	MA3	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute bourgeois	MA4	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute bourgeois +	MA5	M1.2	M3	URM	pre
Pierre massive	MA6	M1.3	M4	URM	pre
Pierre brute plancher béton	MA7	M3.4	M6	URM	pre
Pierre brute ouvrier après 1914	MA8	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute plancher béton OPHBM	MA9	M3.4	M6	URM	pre
Pierre brute plancher béton haut	MA10	M3.4	M6	URM	pre
Pierre ou moellon bruts bas avant 1914	MA11	M1.1	M1	URM	pre
Pierre brute bas avant 1950	MA12	M3.3	M3	URM	pre
Maçonnerie de blocs de béton après 1945 bas	MA13	M3.4	M5	URM	pre

**Tableau 5.1 :** Correspondance entre la typologie grenobloise BDT et les typologies européennes Risk-UE et EMS 98 et américaine HAZUS. Link between BDT Grenoble typology, european Risk-UE and EMS 98 typologies and american HZUS typology.

## Analyse des bâtiments

Une campagne dans une ville consiste pour des inspecteurs à relever le type des bâtiments ainsi qu'éventuellement d'autres critères structuraux sur des fiches prévues pour chaque mé-

thode. Les méthodes disposent généralement de plusieurs niveaux de détail selon la qualité de l'information collectée, le plus simple étant généralement appelé niveau 1. Les critères communément utilisés sont :

- le nombre d'étage
- la localisation de la structure (dans une pente ou non)
- la qualité de son sol de fondation
- sa régularité en plan (forme, protubérance...), la torsion
- sa régularité en élévation (retraits, saillies...), la présence d'un étage transparent
- la distance entre ses murs
- les caractéristiques de sa toiture
- ses éléments non-structuraux (cheminées...)
- son état de conservation
- la position de la structure dans l'îlot (isolée, en travée, en coin...), la possibilité d'entrechoquement
- la présence d'éléments lourds
- la présence de poteaux courts
- l'absence de joints parasismiques

Ces critères peuvent entrer dans le calcul direct de l'indice de vulnérabilité ( $IV$ ) ou seulement venir affiner l' $IV$  d'un type. Les scores donnés pour chaque critère et les poids qui leur sont affectés sont déterminés à partir du retour d'expérience. La note obtenue pour chaque bâtiment est normalisée par le score maximal qui peut être atteint de manière à échelonner l' $IV$  entre 0 (structure pas vulnérable) et 1 (structure très vulnérable) ou entre 0 et 100 selon les méthodes. Les méthodes les plus simples comme l'EMS98 (Gruenthal, 2001) utilisent à la place d'un  $IV$  continu des classes de vulnérabilité en nombre restreint (6 classes nommées de A, bâtiments les plus vulnérables, à F, bâtiments les plus résistants). La classe de vulnérabilité la plus probable et l'incertitude sont alors données pour chaque type, l'évaluation finale étant à l'appréciation de l'inspecteur en fonction des critères cités précédemment (fig. 5.1).

## Calcul du dommage

Le dommage  $d$  est considéré par ces méthodes comme une variable continue variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine) ou de 0 à 100. Cependant, il est nécessaire de ramener  $d$  à un niveau de dommage qui est défini qualitativement car il peut être facilement déterminé lors d'interventions post-sismiques.



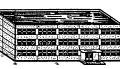







Le niveau de dommage est défini de manière assez différente d'une méthode à une autre. L'EMS98 (Gruenthal, 2001), qui sert de référence en Europe, compte 5 degrés : 1. dégâts négligeables à légers, 2. dégâts modérés, 3. dégâts sensibles à importants, 4. dégâts très importants, 5. destruction (fig. 5.2). Les méthodes américaine et italienne en proposent 7.

Le dommage est évalué statistiquement à partir de l' $IV$  pour différentes intensités macro-sismiques (fig. 5.3). Les matrices qui permettent cette évaluation sont appelées « matrices de probabilité de dommage (DPM) » et ont été déterminées à partir de relevés post-sismiques. L'approche américaine est un peu différente car l' $IV$  (appelé dans ce cas  $BSH$ ) intègre l'aléa. Il est donc directement relié à un risque (probabilité de dépassement d'une valeur de dommage de 60%) et non à une vulnérabilité.

Type de structure	Classe de vulnérabilité A B C D E F
<b>MAÇONNERIE</b>	
Moellon brut, pierre tout venant	○
Brique crue (adobe)	○—
Pierre brute	—○—
Pierre massive	—○—
Non renforcée, avec des éléments préfabriqués	—○—
Non renforcée, avec des planchers en béton armé	—○—
Renforcée ou chaînée	—○—
<b>BÉTON ARMÉ</b>	
Ossature sans conception parasismique (CPS)	—○—
Ossature avec un niveau moyen de CPS	—○—
Ossature avec un bon niveau de CPS	—○—
Murs sans CPS	—○—
Murs avec un niveau moyen de CPS	—○—
Murs avec un bon niveau de CPS	—○—
<b>ACIER</b>	
Structures en charpente métallique	—○—
<b>BOIS</b>	
Structures en bois de charpente	—○—

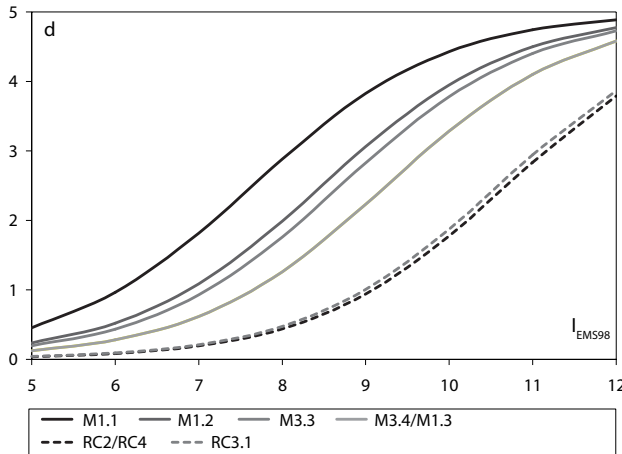
○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable;  
 ..... Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

**Figure 5.1 :** Lien entre la typologie et les classes de vulnérabilité dans l'EMS98 (Gruenthal, 2001). EMS98 link between the typology and the vulnerability classes. The most likely class is displayed with a circle, its probable range with solid line and the range of exceptional cases with dashed lines.

d	Classification des dégâts aux bâtiments en béton	d	Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie
[0.0;0.2]	 <b>Degré 1: Dégâts négligeables à légers</b> (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Fissures fines dans les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.	[0.0;0.2]	 <b>Degré 1: Dégâts négligeables à légers</b> (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
[0.2;0.4]	 <b>Degré 2: Dégâts modérés</b> (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage; chute des revêtements de béton, flambement des bar-res d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.	[0.2;0.4]	 <b>Degré 2: Dégâts modérés</b> (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
[0.4;0.6]	 <b>Degré 3: Dégâts sensibles à importants</b> (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des bar-res d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.	[0.4;0.6]	 <b>Degré 3: Dégâts sensibles à importants</b> (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).
[0.6;0.8]	 <b>Degré 4: Dégâts très importants</b> (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence; perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. Ecrasement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.	[0.6;0.8]	 <b>Degré 4: Dégâts très importants</b> (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.
[0.8;1.0]	 <b>Degré 5: Destruction</b> (dégâts structuraux très importants) Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.	[0.8;1.0]	 <b>Degré 5: Destruction</b> (dégâts structuraux très importants) Effondrement total ou presque total.

**Figure 5.2 :** Description des degrés de dommages définis par l'EMS98 (Gruenthal, 2001) pour les bâtiments en béton (à gauche) et en maçonnerie (à droite). La correspondance entre la variable de dommage continue  $d$  et l'échelle de dommage EMS98 est précisée (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006). EMS98 (Gruenthal, 2001) damage grades for RC buildings (left) and masonry buildings (right). The link between the continuous damage grade  $d$  (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006) and the EMS98 damage scale is also indicated.

Il est intéressant de remarquer que ces méthodes manipulent des variables comme  $IV$  et  $d$  tantôt d'une manière continue, tantôt sur une échelle discrète. Le passage de l'un à l'autre est permis par la logique floue. Lagomarsino et Giovinazzi (2006) ont ainsi complété les DPM décrites qualitativement dans l'EMS98 (Gruenthal, 2001) en des matrices utilisables en pratique pour le calcul du dommage de la méthode Risk-UE.



**Figure 5.3 :** Fonctions de vulnérabilité (ajustement continu des matrices de probabilité de dommage DPM) semi-empiriques Risk-UE (2003) pour des valeurs représentatives de l'indice de vulnérabilité des types de bâtiment les plus présents en France. Elles représentent le dommage attendu  $d$  en fonction de l'Intensité Macrosismique EMS98  $I_{EMS98}$ . Risk-UE (2003) semi-empirical vulnerability functions for the most representative building types for France. They give the damage grade  $d$  as a function of the Macroseismic Intensity EMS98.

### 5.1.2 Méthode VulnéRALp

D'après Guéguen et al. (2007b).

Le groupe AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant » (Combescure et al., 2005) a constaté que les méthodes développées dans les différents pays n'étaient pas forcément transposables au contexte français. Il faut, d'une part, que la typologie décrite dans la méthode soit cohérente avec le bâti existant. D'autre part, il faut que les critères structuraux à renseigner soient compatibles avec les moyens mis en oeuvre. Dans le cas d'un pays à sismicité modérée comme la France, où l'expérience concernant les dommages dus aux séismes est par ailleurs quasi-inexistante, les moyens disponibles pour une analyse de vulnérabilité du bâti courant sont assez faibles alors que certains critères à renseigner demanderaient la connaissance d'un expert.

Une méthode empirique simplifiée fondée sur la méthode italienne a été développée dans le cadre du projet de la région Rhône-Alpes VulnéRALp (VULNÉrabilité sismique à l'échelle d'une ville Rhône-Alpine - Application à Grenoble). La typologie italienne est, en effet, tout à fait compatible avec le bâti du Sud-Est de la France. Une typologie spécifique à la ville a néanmoins été réalisée (cf. § 4.1.2). Cette méthode a été constituée pour être une analyse de niveau 1.0, moins détaillée que le niveau 1 du GNDT et réalisable par inspections visuelles rapides par des inspecteurs n'ayant pas de connaissances particulières en génie civil. En particulier, la population a été interrogée sur la nature du bâti qu'elle occupe. Son but est de permettre ainsi un « inventaire sismique » du bâti à grande échelle et fondé sur le relevé simple et rapide de paramètres.

### Calcul de l'indice de vulnérabilité

La méthode VulnéRALp 1.0 repose sur le relevé de sept paramètres par bâtiment étudié :

- le matériau de construction (maçonnerie, béton armé, bois, acier, terre)
- l'époque de construction (avant 1945, de 1945 à 1970, de 1970 à 2000 ou après 2000)
- la régularité en élévation (oui ou non)
- la position du bâtiment (dans une pente ou non) et la qualité du sol de fondation (rocher ou sédiments)
- la position du bâtiment dans l'îlot (isolé, en extrémité, en travée ou en coin)
- la régularité en plan (oui ou non)
- la forme du toit (terrasse ou en pente)

Hormis la position du bâtiment, qui provient des travaux de Jongmans et Plumier (2000), ces critères sont ceux définis dans la méthode du GNDT (1986). La position du bâtiment permet de moduler la valeur de la régularité en plan. Le choix est volontairement limité à une réponse binaire (oui ou non) de manière à limiter les choix possibles et à éviter les erreurs d'interprétation. Lorsque les valeurs des critères de la méthode du GNDT étaient plus détaillés, ils ont été regroupés. Un score médian  $IV_i^M$  et des valeurs minimale  $IV_i^{min}$  et maximale  $IV_i^{max}$  peuvent alors être calculées sur ce principe pour chaque critère. L'indice de vulnérabilité médian de chaque bâtiment  $IV^M$  et ses bornes inférieure  $IV^{min}$  et supérieure  $IV^{max}$ , sont alors calculés par la formule :

$$IV = \frac{100}{247.5} \sum_{i=1}^5 W_i IV_i \quad (5.1)$$

pour laquelle les poids  $W_i$  et les indices de vulnérabilité partiels  $IV_i$  sont donnés dans le tableau 5.2. La valeur de l' $IV$  est normalisée à 100 en divisant par le score maximal qu'il est possible d'atteindre (247.5).

### Calcul du dommage

Selon la méthode du GNDT, la relation entre le dommage  $d$ , l'intensité macrosismique  $I_{EMS98}$  et l'indice de vulnérabilité  $IV$  s'écrit :

$$d = 0.5 + 0.45 \arctan(0.55(I_{EMS98} - 10.2 + 0.05IV)) \quad (5.2)$$

Cette formule, ainsi que les valeurs minimale, médiane et maximale de l' $IV$  permettent de calculer des valeurs minimale  $d^{min}$ , médiane  $d^M$  et maximale  $d^{max}$  du dommage attendu pour une intensité donnée.

### Validation

Pour valider cette méthode, elle a été comparée à la méthode Risk-UE (2003) sur la ville de Nice où les caractéristiques structurales de 1552 bâtiments en béton armé et 1868 bâtiments en maçonnerie ont été relevées dans le cadre du projet Risk-UE. Les critères relevés contiennent ceux nécessaires au calcul par la méthode VulnéRALp et ont permis le calcul du dommage

Type de matériau et époque de construction $IV_1$												
Niveau 1.0 $W_1 = 2.5$	Avant 1945			Entre 1945 et 1970			Entre 1970 et 2000			Après 2000		
	max	M	min	max	M	min	max	M	min	max	M	min
Maçonnerie	45	25	15	45	25	15	25	15	5	25	15	5
Béton armé	25	25	25	25	15	5	15	5	0	5	2.5	0

Régularité en élévation $IV_2$						
Niveau 1.0 $W_2 = 1.0$	Irrégulier			Régulier		
	max	M	min	max	M	min
Maçonnerie	45	25	15	25	15	0
Béton armé	15	10	5	10	5	0

Position et sol de fondation $IV_3$												
Niveau 1.0 $W_3 = 0.75$	En pente et Sédiments			En pente et Rocher			Plat et Sédiments			Plat et Rocher		
	max	M	min	max	M	min	max	M	min	max	M	min
Maçonnerie	45	25	5	45	15	5	5	5	5	0	0	0
Béton armé	15	10	5	15	10	5	5	5	5	0	0	0

Position dans l'îlot $\alpha_4$				
Niveau 1.0	En coin	En extrémité	En travée	Isolé
Maçonnerie	1.5	1.3	1	1
Béton armé	1	1	1	1

Régularité en plan $IV_4$						
Niveau 1.0 $W_4 = 0.5\alpha_4$	Irrégulier			Régulier		
	max	M	min	max	M	min
Maçonnerie	45	25	15	5	2.5	0
Béton armé	15	15	10	5	2.5	0

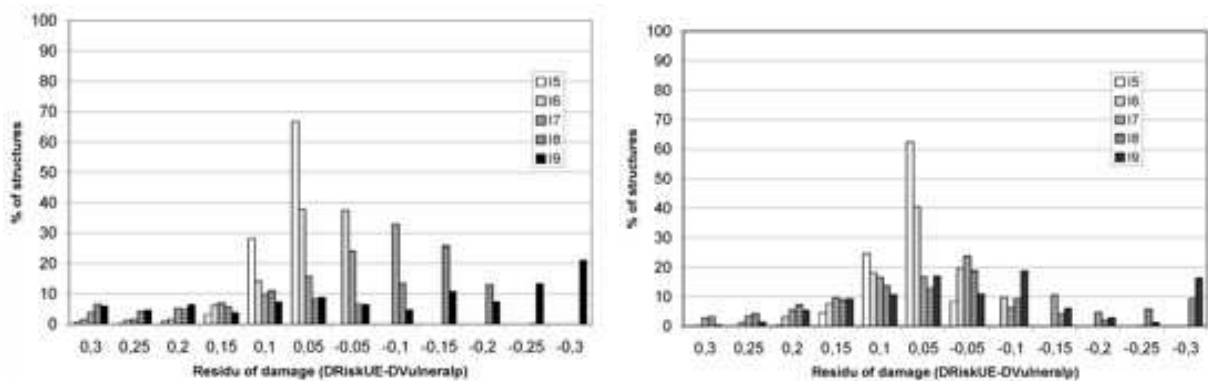
Forme du toit $IV_5$						
Niveau 1.0 $W_5 = 0.5$	En pente			Terrasse		
	max	M	min	max	M	min
Maçonnerie	45	25	15	15	7.5	0
Béton armé	25	20	0	0	0	0

**Tableau 5.2 :** Indices de vulnérabilité partiels  $IV_i$  et poids  $W_i$  affectés pour les différentes valeurs possibles des critères structuraux pour le calcul de l'indice de vulnérabilité  $IV$  dans la méthode VulnéRALp de niveau 1.0. D'après Guéguen et al. (2007b). Partial vulnerability indexes  $IV_i$  and weights  $W_i$  for the different structural criteria in the calculation of the vulnerability index  $IV$  according to the VulnéRALp method. From Guéguen et al. (2007b).



médian  $d^M$  qui peut-être comparé à celui calculé par la méthode Risk-UE LM1  $\mu_D$ . Le résidu entre les deux estimations de dommage est calculé comme  $R = \mu_D - d^M$  (fig. 5.4). La très grande majorité des bâtiments possède un résidu en valeur absolue inférieure à 0.2, c'est-à-dire à une différence d'un degré de dommage sur l'échelle EMS98. Les résidus entre les deux méthodes diffèrent selon l'intensité. Pour une intensité inférieure à VII, 94% des résidus sont inférieurs à 0.2 en valeur absolue alors que pour une intensité de IX, 55% des bâtiments en béton armé et 81% des bâtiments en maçonnerie ont un résidu inférieur à 0.2. Pour les intensités les plus faibles, la méthode VulnéRALp est pessimiste en comparaison de la méthode Risk-UE ( $R < 0$ ) alors que pour les intensités élevées, elle est plutôt optimiste ( $R > 0$ ).

Une autre validation a été menée lors du projet SISMO-DT (Guéguen et al., 2006) sur des écoles de Grenoble où la comparaison avec la méthode Risk-UE et l'avis d'un expert a conduit à des résultats très similaires.



**Figure 5.4 :** *Distribution des résidus  $R$  entre les dommages calculés par la méthode Risk-UE et la méthode VulnéRALp sur les bâtiments en béton (à gauche) et en maçonnerie (à droite) de Nice. D'après Guéguen et al. (2007b).* Distribution of damage grade residuals  $R$  as derived with the Risk-UE and VulnéRALp methods for RC buildings (left) and masonry buildings (right) in Nice. From Guéguen et al. (2007b).

En conclusion, la méthode VulnéRALp permet donc une évaluation simple de la vulnérabilité sismique à grande échelle qui reste fiable en comparaison des méthodes plus complexes à mettre en oeuvre. Elle nécessite le relevé de critères simples qu'il est possible de réaliser par des itinéraires piétons dans les rues de la ville.

### 5.1.3 Application à Grenoble

Pour l'application à la ville de Grenoble, pour laquelle une étude exhaustive n'était pas prévue, différentes sources ont été exploitées pour obtenir des critères structuraux permettant l'analyse de vulnérabilité pour un grand nombre de bâtiments :

- des itinéraires piétons aléatoires dans la ville
- une enquête distribuée à la population par La Poste et sur Internet
- des photos aériennes et leur interprétation en carte d'altitudes par aérophotogrammétrie

Les deux premières sources donnent directement un certain nombre de paramètres recherchés pour de nombreux bâtiments, alors que l'utilisation des photos aériennes est plus complexe mais

exhaustive sur la ville.

### Sources directes de critères structuraux

Les itinéraires piétons aléatoires réalisés par des étudiants et des experts permettent la collecte de données d'un nombre assez important de bâtiments (de l'ordre de 200 par jour et par inspecteur) grâce à la simplicité des critères à relever. La méthodologie Risk-UE (2003) préconise le choix aléatoire de bâtiments au sein d'une zone considérée comme homogène. Cependant, compte tenu de la rapidité de la détermination des critères VulnéRALp pour un bâtiment, il semble tout aussi pertinent de relever tous les bâtiments rencontrés le long de l'itinéraire, le temps du déplacement étant du même ordre de grandeur que le temps d'inspection. Le coût d'une telle analyse n'est pas nul car pour une ville de 5000 habitations, cela revient à financer un poste sur 5 semaines.

Une enquête reprenant les critères de la méthode VulnéRALp explicités à l'aide d'illustrations a été distribuée par La Poste à la population à 90000 exemplaires et sur Internet (Guéguen et al., 2007b). 4190 formulaires valides ont pu être localisés et exploités, soit 5%. La localisation des formulaires obtenus n'est pas aléatoire : le Centre Ville est sur-représenté par rapport aux quartiers du Sud, par exemple. Cela est sans doute dû à la catégorie socio-professionnelle des populations résidentes qui portent un intérêt faible aux questions environnementales dans ces quartiers. Par ailleurs, certaines zones comme le Polygone Scientifique ou les zones industrielles du Sud de la ville possèdent peu d'habitations et donc peu de formulaires y ont été remplis. La localisation des résultats de cette enquête concernant les types de structures (béton ou maçonnerie) et leur époque de construction est cohérente avec la connaissance de la croissance de la ville explicitée au paragraphe 4.1.1 (Guéguen et al., 2007b). La répartition des données disponibles dans la ville (enquêtes et itinéraires) est représentée à la figure 5.6.

Par ailleurs, la question se pose de la qualité des données collectées dans les formulaires par rapport aux relevés d'experts. La comparaison sur deux zones assez bien couvertes à la fois par les inspecteurs et l'enquête a montré une bonne coïncidence entre les critères déterminés par ces deux sources (Guéguen et al., 2007b). Les deux paramètres les plus difficiles à déterminer par la population sont le type de structure et l'époque de construction, pour lesquels certains formulaires n'ont pas été complétés. Cela montre que les critères nécessaires au calcul de l'indice de vulnérabilité par la méthode VulnéRALp, assez simples à déterminer, peuvent être obtenus par la sollicitation directe de la population par le biais d'une enquête. Cette approche est complémentaire des inspections car les populations de tous les quartiers ne répondent pas à ce genre d'enquête aussi systématiquement.

### Utilisation des photos aériennes

Des images aériennes réalisée par la société ISTAR par photographie 3D aéroportée (cartes d'altitude) avec des pixels carrés de 1 m, ont également été utilisées pour aider à l'analyse de vulnérabilité à l'échelle de la ville (fig. 5.5). On y reconnaît bien les zones d'habitat dense peu

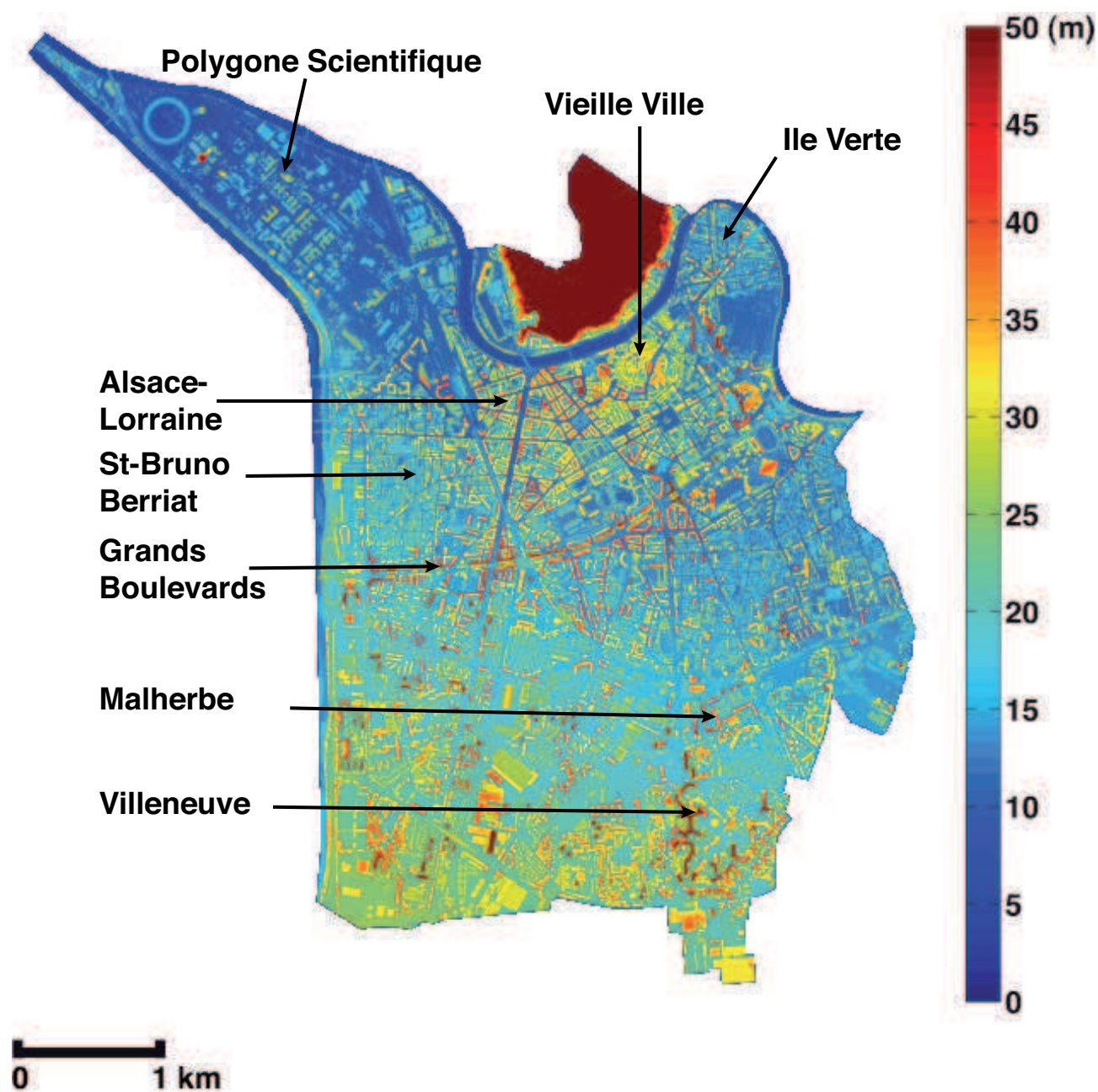
organisé comme la Vieille Ville, les boulevards haussmaniens parfaitement rectilignes ou encore les habitats collectifs des années 1970, très haut mais peu denses. Ce constat visuel a permis la définition de zones de bâti homogène dans la ville (tab. 5.3, fig. 5.6).

Pour mieux quantifier ces observations, on peut représenter la hauteur moyenne et la densité du bâti dans chacune des zones définies visuellement (fig. 5.7). La hauteur des structures est extraite par croisement avec le cadastre de la ville. La hauteur des bâtiments est ensuite calculée sous Système d'Information Géographique (SIG) par différence entre l'altitude moyenne de chaque surface construite définie par le cadastre et l'altitude du point le plus bas dans un rayon de 50 m autour du bâtiment. Ce calcul simple est valide car la ville de Grenoble est relativement plate. La densité du bâti est calculée comme le rapport entre la surface des bâtiments et la surface de la zone d'étude. La zone la plus haute en moyenne est la Villeneuve, un quartier uniquement composé d'habitat collectif des années 1970 (fig. 5.7). Viennent ensuite les quartiers anciens autour de la Vieille Ville puis les zones d'extension de la ville à l'Ouest et les Grands Boulevard et enfin les zones de l'expansion vers le Sud où l'habitat collectif et le pavillonnaire s'entremêlent. La densité urbaine est également très corrélée à l'histoire de la ville (fig. 5.7) : les premières zones habitées sont les plus denses (Vieille Ville et Ouest) puis leur périphérie (Grands Boulevards, Ile Verte. . .) et enfin les quartiers de l'expansion sont très aérés.

Ces paramètres hauteur et densité permettent donc de caractériser le bâti à grande échelle et comme ils sont très corrélés avec l'histoire, ils le sont également avec la vulnérabilité sismique. La forme des toits, la régularité en plan et la position dans l'îlot pourraient également être déterminées à l'aide des photos aériennes mais ils n'ont pas été utilisés dans ce travail.

## Scénarios de dommage

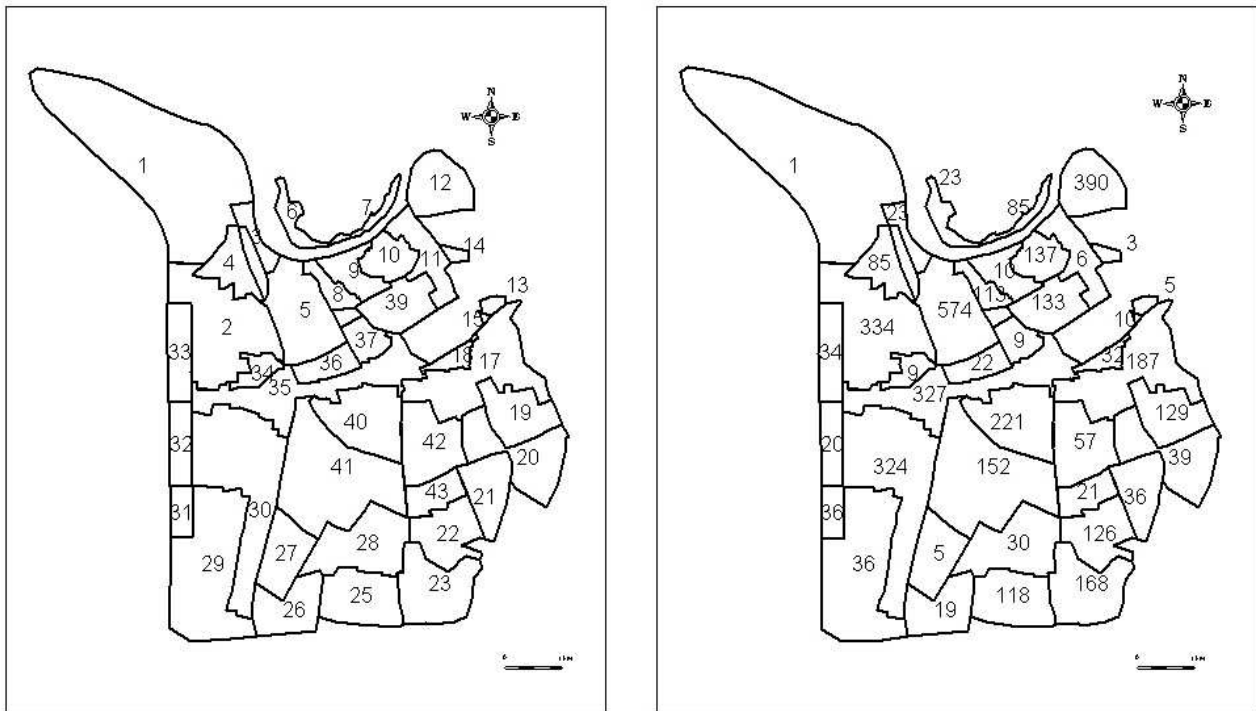
Les données collectées par les enquêtes et les itinéraires à Grenoble permettent d'appliquer la méthode VulnéRAIp à l'échelle de la ville. Les résultats ont été représentés suivant les zones homogènes déterminées grâce aux photos aériennes (fig. 5.8). Le résultat de ce calcul est un dommage moyen calé sur l'échelle EMS98 (fig. 5.2). Il est malheureusement peu sensible aux variations de vulnérabilité des structures par zone. La Vieille Ville apparaît assez systématiquement plus endommagée que le reste de la ville. On peut également représenter le taux de dommage, c'est-à-dire la proportion de bâtiments subissant des dommages (fig. 5.9). Comme cette limite n'est pas clairement définie pour les méthodes empiriques, il a été considéré que les premiers dommages apparaissent pour une valeur d'indice de dommage  $d > 0.2$ . Si aucun bâtiment n'est endommagé pour un séisme d'intensité VI, ils le sont quasiment tous pour une intensité supérieure à VIII. Le scénario d'intensité VII est le plus intéressant car il montre que le risque d'endommagement est principalement concentré au niveau de la Vieille Ville, avec un taux de dommage de plus de 60% alors que le reste de la ville montre des taux de dommage généralement de moins de 30%. Outre la Vieille Ville on reconnaît que les zones qui s'endommagent le plus sont celles dans lesquelles on trouve des bâtiments en maçonnerie en nombre conséquent. Si on le compare aux caractéristiques du bâti à grande échelle (fig. 5.7), on constate une certaine corrélation, en particulier avec la densité, les zones les plus denses étant les zones d'habitat ancien.



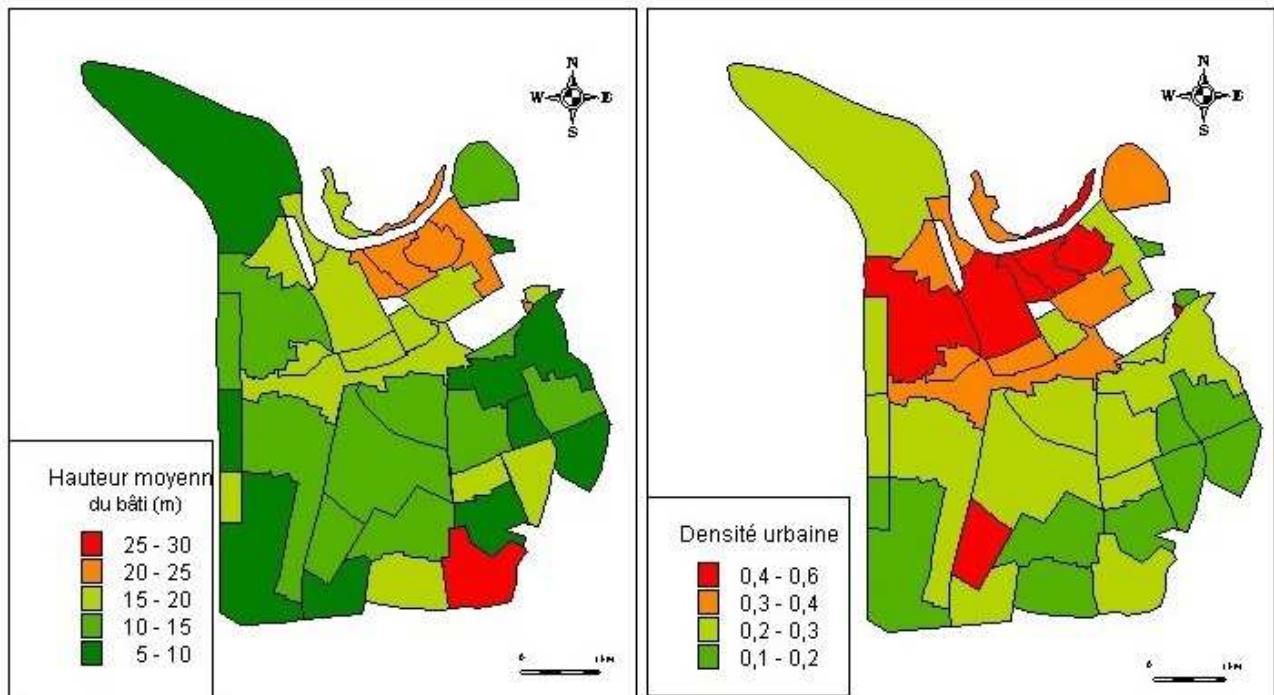
**Figure 5.5 :** Carte d'altitude relative de la ville de Grenoble obtenue à partir de photos 3D aéroportées. Le code couleur correspond à l'altitude relativement à l'Isère au NO de la carte. Altitude map of Grenoble using 3D aerial photographs. The colormap corresponds to altitude relatively to Isère River in the NW of the map.

Num	Nom	Nb B	$H_m$ (m)	D
1	Polygone	1	9	0.20
2	Saint-Bruno	334	12	0.41
3	Gare	23	16	0.36
4	Europole	85	19	0.34
5	Alsace-Lorraine	574	20	0.48
6	Porte de France	23	17	0.31
7	Saint-Laurent	85	23	0.41
8	Victor Hugo	113	23	0.45
9	Jardin de Ville	10	22	0.48
10	Vieille Ville	137	20	0.57
11	Leclerc	6	22	0.23
12	Ile Verte	390	11	0.30
13	Cité du Stade	5	18	0.18
14	Sablons	3	9	0.15
15	Valmy	10	20	0.45
17	La Croix Rouge	187	9	0.29
18	Clémenceau	32	14	0.27
19	Abbaye	129	12	0.19
20	Sud Abbaye	39	10	0.17
21	Sud Bajatière	36	16	0.135
22	Grenoble Sud	126	9	0.17
23	Villeneuve	168	29	0.26
25	Village Olympique	118	19	0.17
26	Beauvert	19	8	0.28
27	Château d'eau	5	10	0.47
28	Reynoard	30	13	0.19
29	Bachelard	36	9	0.14
30	Eaux Claires	324	11	0.23
31	Mistral	36	19	0.17
32	Impôts	20	9	0.20
33	Ampère	34	12	0.30
34	Lustucru	9	16	0.33
35	Grands Boulevards	327	19	0.33
36	Bonne	22	15	0.31
37	Hoche	9	16	0.29
39	Verdun	133	18	0.37
40	Capuche	221	13	0.29
41	Alliés	152	11	0.25
42	Bajatière	57	11	0.22
43	Malherbe	21	17	0.25

**Tableau 5.3 :** Zones définies à l'aide des photos aériennes (fig. 5.6) : Numéro de la zone (Num), Nom de la zone, Nombre de bâtiments dans la base de données regroupant les itinéraires et les enquêtes (Nb B), Hauteur moyenne ( $H_m$ ) et Densité urbaine (D). Zones defined using aerial photographs (fig. 5.6) : Zone number (Num), Zone Name, Number of buildings in the database of questionnaires and visual screening paths (Nb B), Average Height ( $H_m$ ) and Urban Density (D).



**Figure 5.6 :** Zones de bâti homogène déterminées visuellement à l'aide des photographies aériennes (fig. 5.5). A gauche : identifiant de chaque zone. A droite : nombre de bâtiments dans la base de données regroupant les enquêtes et les itinéraires par zone. Homogeneous built zones obtained by visual analysis of aerial photographs (fig. 5.5). On the left : zones ID numbers. On the right : number of buildings in the database of questionnaires and visual screening paths for each zone.



**Figure 5.7 :** *Caractéristiques du bâti à grande échelle par zone homogène : Hauteur moyenne (à gauche), Densité urbaine (à droite).* Large scale building characteristics for homogeneous zones : average height (left), urban density (right).

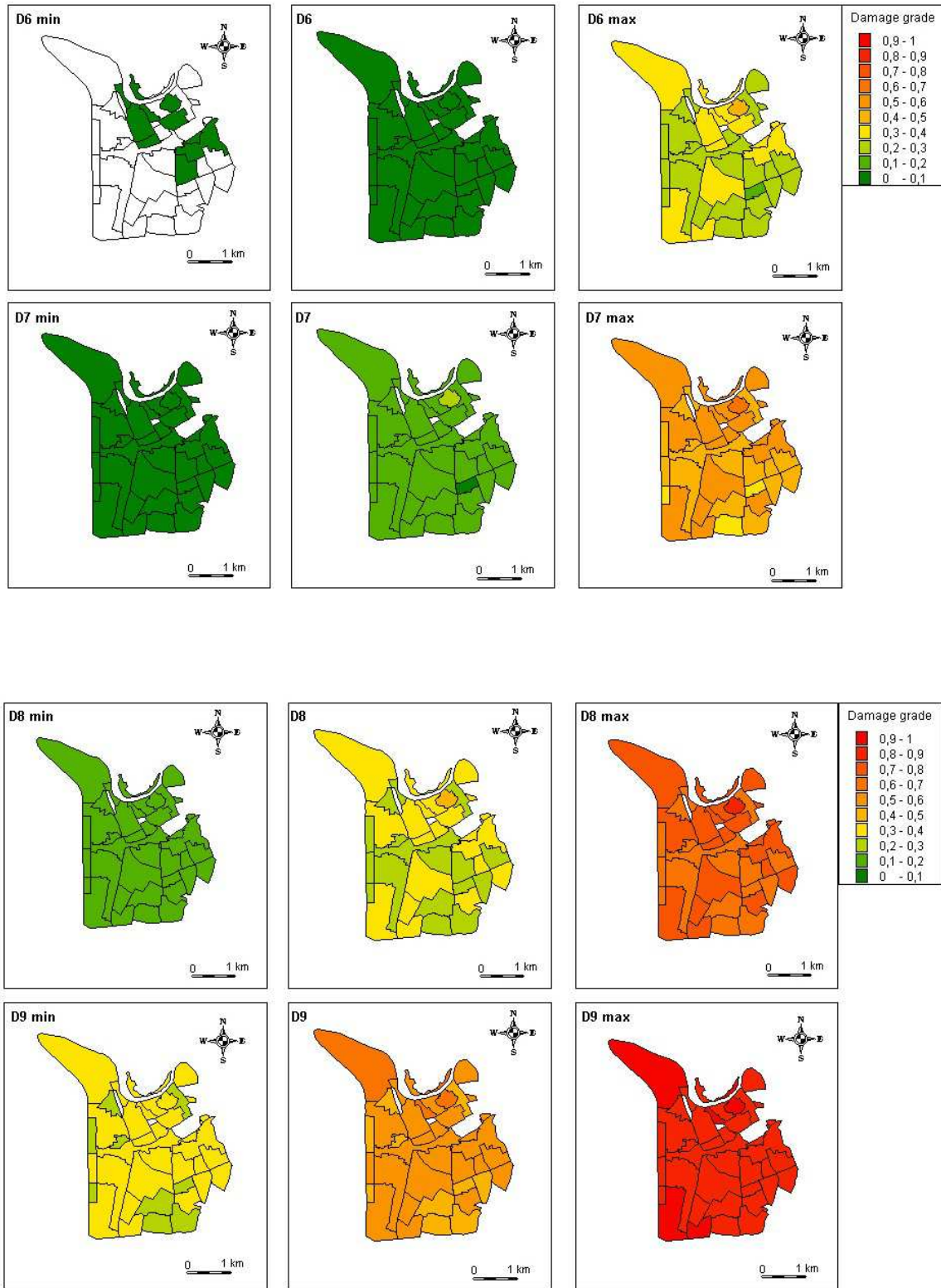
### Vers une analyse simplifiée

Les résultats des scénarios de dommage et leur corrélation avec l'histoire du bâti (époque de construction) et ses caractéristiques les plus évidentes (hauteur...) laissent penser qu'une analyse simplifiée à grande échelle (ville, département, région) est envisageable par l'utilisation de données accessibles facilement en masse comme celles extraites des photos aériennes (hauteur, forme du toit) ou du recensement de la population de l'INSEE (Nombre d'étages, époque de construction).

Cependant, une donnée essentielle n'est accessible que sur le terrain : le type de structure. A partir des résultats des itinéraires des inspecteurs (1000 bâtiments environ), la répartition maçonnerie-béton a été étudiée en fonction des paramètres « Nombre d'étages » et « Epoque de construction » puis en ajoutant le paramètre « Forme du toit » (fig. 5.10). Dans le premier cas, 8 combinaisons de paramètres sur 12 montrent plus de 80% de bâtiments soit en béton, soit en maçonnerie. Dans le second cas, l'ajout du paramètre « Forme du toit » permet de mieux différencier les bâtiments en béton des bâtiments en maçonnerie : seulement 27% des bâtiments étudiés ont des combinaisons de paramètres qui ont moins de 90% de chance de correspondre soit au béton, soit à la maçonnerie. Par exemple, l'immense majorité des bâtiments avec une toiture terrasse (*Flat*) sont en béton armé. Cela montre que la plupart des combinaisons de ces 2 ou 3 paramètres donnent des indications très nettes sur le type de structure.

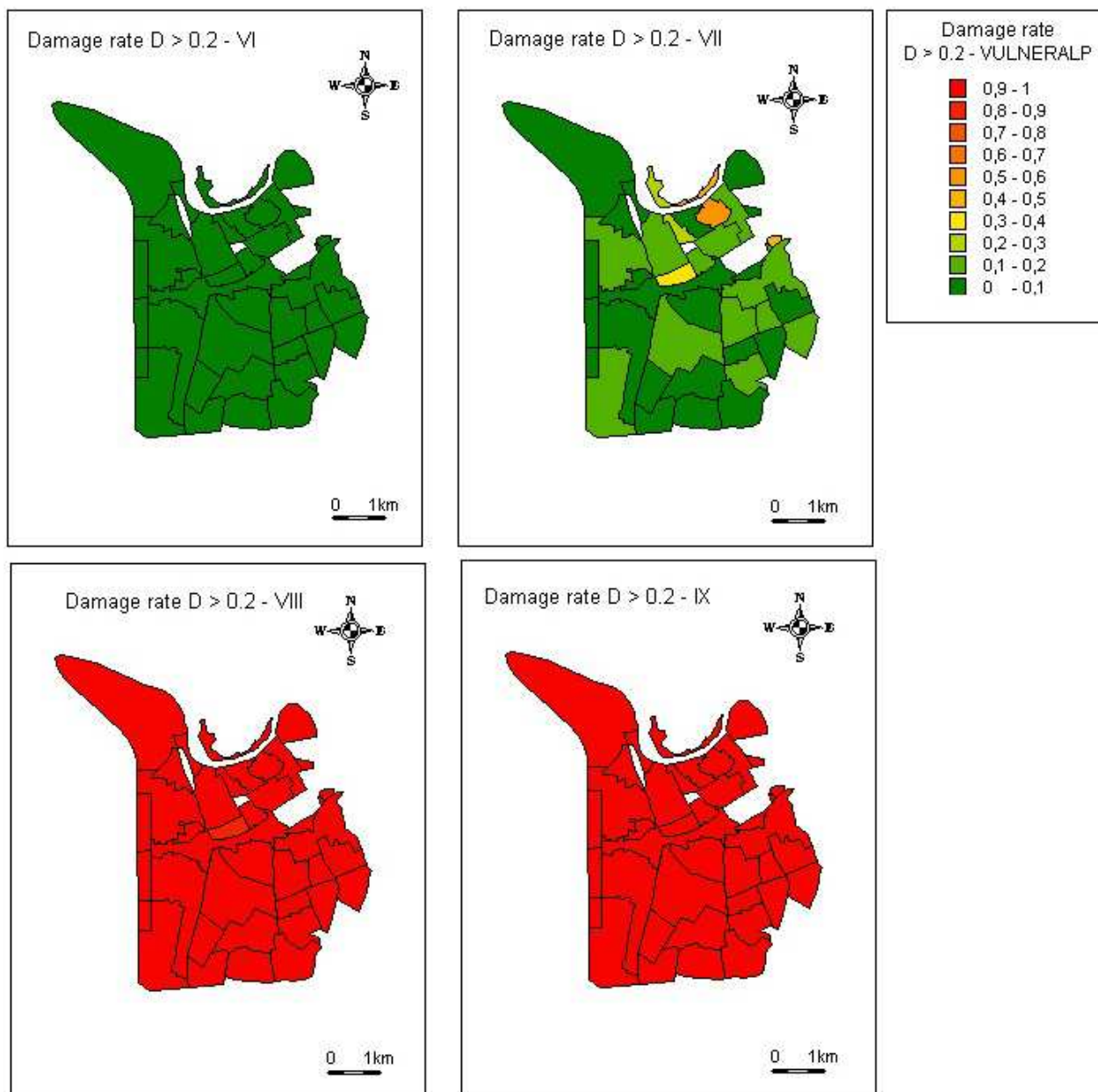
Ces paramètres ne suffisent pas à déterminer entièrement la typologie de la structure, mais une approche de type bayésienne en utilisant l'information *a priori* de la localisation dans la



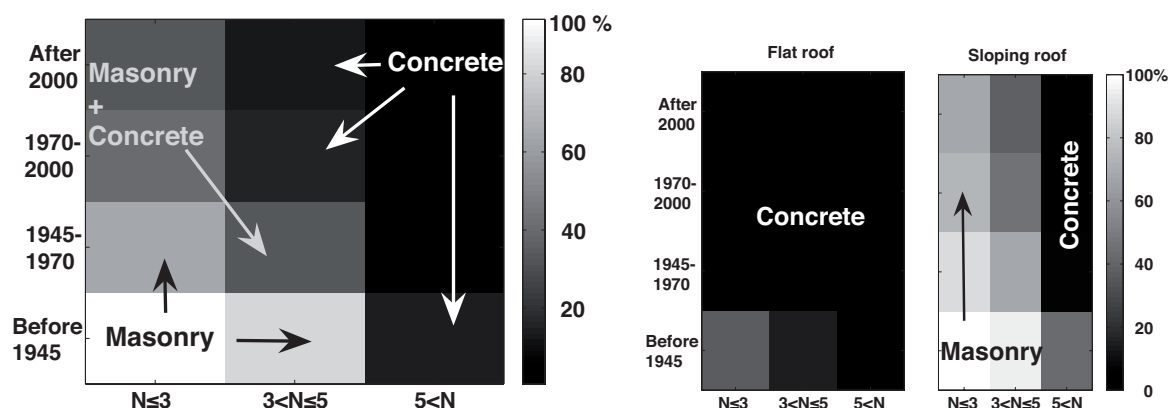


**Figure 5.8 :** Dommage moyen (de gauche à droite : valeurs minimale  $d^{min}$ , médiane  $d^M$  et maximale  $d^{max}$ ) attendu pour des séismes scénarios d'intensité VI, VII, VIII et IX, représenté par zones homogènes définies à l'aide des photographies aériennes (méthode VulnéRALp). Average damage grade (from left to right : minimal  $d^{min}$ , median  $d^M$  and maximal  $d^{max}$ ) for earthquake scenarios of intensity VI, VII, VIII and IX (VulnéRALp method).





**Figure 5.9 :** Taux de dommage (proportion des bâtiments pour lesquels  $d > 0.2$ ) attendu pour des séismes scénarios médians d'intensité VI, VII, VIII et IX (méthode VulnéRALp). Damage rate (defined as the ratio of buildings with  $d > 0.2$ ) for earthquake scenarios of intensity VI, VII, VIII and IX (VulnéRALp method).



**Figure 5.10 :** Proportion de bâtiments en maçonnerie par rapport au béton en fonction des paramètres « Nombre d'étages » et « Epoque de construction » (à gauche) et si l'on ajoute le paramètre « Forme du toit » (à droite) (Terrasse-Flat ou Penté-Sloping). Le nombre de bâtiments dont les combinaisons de paramètres donnent des importances comparables au béton et à la maçonnerie (cases grisées), diminue notablement si l'on ajoute ce dernier paramètre. Pour une tolérance de 10%, ils constituent 66% du total avec 2 paramètres contre 27% avec 3. Proportion of masonry buildings compared to RC buildings with respect to the number of stories and the construction year (left) and adding the shape of the roof (right). The amount of buildings with parameter combinations giving a comparable weight to masonry and reinforced concrete decrease if we add this last parameter.

ville peut permettre cette détermination et ainsi d'améliorer la connaissance que l'on a de la répartition des types de structure dans la ville.

En conclusion, peu de paramètres structuraux suffisent pour avoir une première idée de la vulnérabilité à l'échelle d'une ville et des sources de données alternatives comme le recensement de la population de l'INSEE et les photos aériennes peuvent, combinée à des itinéraires d'experts, permettre d'estimer la vulnérabilité à l'échelle de la ville, voire à celle d'une zone géographique plus importante comme un département.

## 5.2 Méthodes mécaniques simplifiées d'analyse de vulnérabilité : les méthodes en déplacement

### 5.2.1 Courbes de capacité et estimation du point de performance

#### Présentation

Il est nécessaire pour l'analyse de la vulnérabilité sismique et le dimensionnement parasismique de définir l'état d'une structure lors de sa sollicitation par un séisme (Nazé et al., 2006). La notion de niveau de performance est ainsi venue se substituer à la notion d'état limite (de service et ultime) habituellement utilisée. En effet, des niveaux de performance plus détaillés

sont définis par les différentes méthodes utilisant ce concept comme la FEMA. Cette dernière définit 4 niveaux de performance et des états de dommage limites correspondants, donnés entre parenthèse (FEMA, 2000) : Opérationnel (Léger), Occupation immédiate (Modéré), Sécurité des personnes (Important), Non-effondrement (Ruine). Ces niveaux de performance sont repris dans la méthode Risk-UE (2003) LM2. Les niveaux de dommage, au nombre de 4, ne sont donc pas les mêmes que les niveaux de dommage de la méthode Risk-UE LM1, fondée sur l'EMS98. La différence se fait sur le dernier niveau de la méthode LM2 qui correspond aux deux derniers de la méthode LM1.

La méthode d'estimation du niveau de performance atteint pour un mouvement sismique donné est désormais assez standard en génie parasismique. Elle consiste à placer dans le plan des accélérations spectrales en fonction des déplacements spectraux ( $S_d; S_a$ ) la courbe de comportement de la structure (courbe de capacité) et la courbe de sollicitation du séisme (spectre de réponse au format ADRS - *Acceleration-Displacement Response Spectrum*).

Le comportement des structures est modélisé par une courbe de capacité reliant l'accélération (c'est-à-dire la force) aux déplacements, par exemple du toit de la structure. On peut la relier aux courbes contraintes-déformations en ingénierie des matériaux, mais le système modélisé est ici plus complexe et cette courbe est une simplification radicale de la réalité.

La courbe de capacité peut-être obtenue par un calcul statique équivalent dit en « poussée progressive » (*Pushover*) qui donne l'effort tranchant en fonction du déplacement du toit par modélisation numérique. Les mesures sur table vibrante sont également représentées sous la forme de courbes de capacité et permettent de valider les courbes obtenues numériquement, par exemple chez Lang (2002). Dans le cadre du projet Risk-UE (Risk-UE, 2003), les chercheurs de l'Aristotle University de Thessalonique (Grèce - AUTH) ont développé une méthode hybride fondée sur le retour d'expérience en Grèce et une approche mécanique grâce à des modèles masses concentrées sous le logiciel SAP2000. Lagomarsino et Giovinazzi (2006) de l'Université de Gênes (UNIGE) utilisent, dans ce même projet, un code numérique 3D avec des macro-éléments pour calculer les courbes en poussée progressive des bâtiments en maçonnerie. Ce code a été validé par des expériences de laboratoire à l'Université de Pavie (Risk-UE, 2003; Lagomarsino et Giovinazzi, 2006).

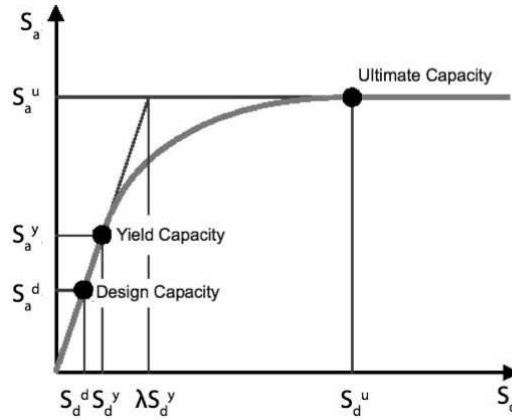
La courbe de capacité est représentée dans le plan ( $S_d; S_a$ ), avec  $S_d$  le maximum en déplacement de la réponse du modèle à un degré de liberté équivalent au premier mode de la structure et  $S_a$  le maximum en accélération de la réponse de ce même modèle (fig. 5.11). Ce modèle équivalent n'a pas tout à fait les caractéristiques du premier mode de la structure car il suppose que toute la masse participe au mouvement. On relie la force maximale  $F$  (effort tranchant) de la structure dans le premier mode à l'accélération maximale du modèle équivalent  $S_a$  et le déplacement maximal  $U$  dans le premier mode au déplacement maximal du modèle équivalent  $S_d$  par les relations :

$$S_a = \frac{F}{p_1^2 \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{1i}^2} \quad (5.3)$$

$$S_d = \frac{U}{p_1} \quad (5.4)$$

en supposant que la déformée modale est normalisée à 1 au toit et avec  $p_1$  le coefficient de

participation du premier mode et  $p_1^2 \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{1i}^2$  la masse modale effective du premier mode. Les caractéristiques modales élastiques du modèle équivalent restent identiques à celles du premier mode de la structure.



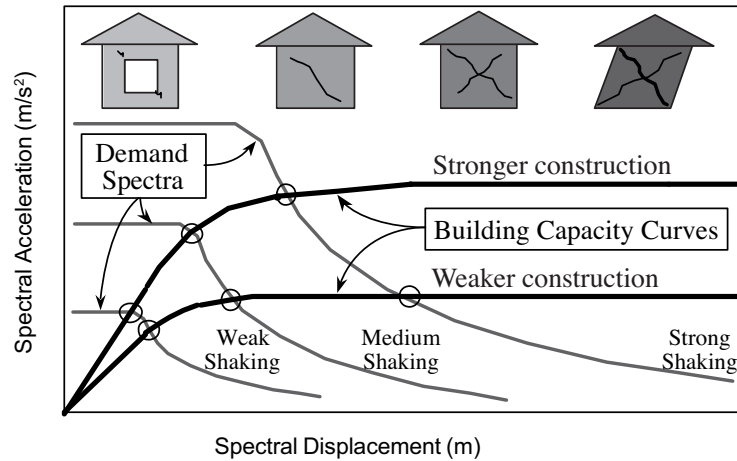
**Figure 5.11 :** Schéma de la courbe de capacité d'un bâtiment. Elle est représentée dans le plan des spectres de réponse en accélération-déplacement ( $S_d; S_a$ ). L'exposant  $d$  indique le point de fonctionnement prévu lors du dimensionnement, l'exposant  $y$  correspond au point de début plastification (limite élastique) et l'exposant  $u$  désigne la limite de ruine de la structure. D'après Risk-UE (2003). Typical capacity curve of a building. It is displayed in the acceleration displacement response spectra (ADRS) space ( $S_d; S_a$ ). The exponent  $d$  indicates the design value, exponent  $y$  the yield value and the exponent  $u$  is the ultimate value. From Risk-UE (2003).

Une fois dans le plan ( $S_d; S_a$ ), la courbe de comportement de la structure peut être superposée à une courbe de demande (fig. 5.12) : un spectre de réponse au format ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*). Ce spectre peut être un spectre réglementaire, enveloppe des spectres de nombreux séismes ou le spectre de réponse d'un séisme particulier (scénario). Si la structure réagit de manière élastique à ce séisme, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement). La valeur en déplacement du point de performance indique l'état de la structure, c'est-à-dire son niveau de performance ou encore son niveau d'endommagement.

Pour Risk-UE, comme pour HAZUS, les courbes de capacité génériques pour un type de bâtiment sont bilinéaires : la première droite représente la partie élastique jusqu'au point de plastification (*yield point*), la deuxième, de pente plus faible, représente le comportement ductile jusqu'à la ruine (*ultimate point*).

### Calibration des courbes de capacité à l'aide des enregistrements

Pour construire la courbe de capacité d'un bâtiment, on peut utiliser le mouvement enregistré dans celui-ci. Dans le cas de l'Hôtel de Ville de Grenoble, instrumenté en permanence



**Figure 5.12 :** Détermination du point de performance d'une structure pour une sollicitation donnée : c'est l'intersection d'une demande (spectre de réponse de la sollicitation au format accélération-déplacement ou ADRS) avec une capacité (courbe de capacité de la structure). Les deux courbes de capacité correspondent à un bâtiment plus rigide (au-dessus) que l'autre, l'endommagement pour trois niveaux de sollicitations (faible, moyen et fort) est ici plus important pour le bâtiment plus souple. D'après FEMA (2003). Performance point determination for a structure for a given loading : it is the intersection of a demand (ADRS spectrum) and a capacity. From FEMA (2003).

(cf. partie 3.3), on a tracé les accélérations maximales dans chaque direction en fonction des déplacements maximaux (fig. 5.13). Ces points sont assez bien alignés compte tenu du fait que seul le premier mode contrôle le comportement dynamique du bâtiment. On obtient donc ainsi une estimation de la première partie de la courbe de capacité de l'Hôtel de Ville de Grenoble. En regard de la courbe de capacité correspondante fournie par Risk-UE (2003), on constate (fig. 5.13) que les séismes enregistrés ne permettent de déterminer qu'une petite partie de la courbe de capacité, puisque la structure est restée dans le domaine élastique. L'utilisation de séisme pour la détermination de la courbe de capacité est donc réservée à des structures très instrumentées de manière à valider des courbes obtenues par ailleurs.

Pour un oscillateur linéaire à 1 degré de liberté, la force  $F$  s'écrit en fonction du déplacement  $U$  :

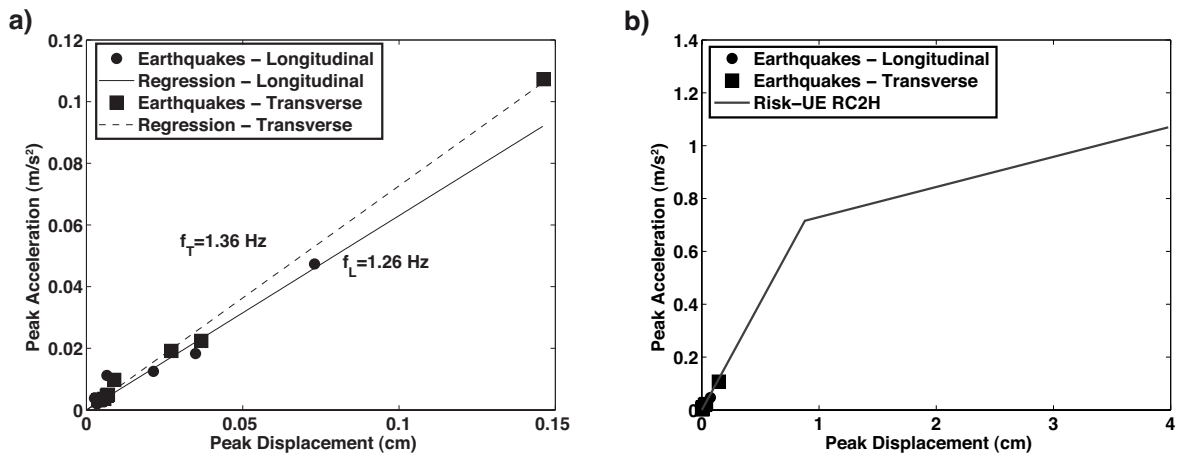
$$F = KU = \omega^2 MU \quad (5.5)$$

avec  $K$  la rigidité,  $M$  la masse et  $\omega$  la pulsation propre. Pour cet oscillateur,  $S_a = \frac{F}{M}$  et  $S_d = U$ , la courbe de capacité s'écrit donc :

$$S_a = \frac{F}{M} = \omega^2 S_d \quad (5.6)$$

La première partie de la courbe de capacité, qui représente la partie élastique, peut donc être représentée par une droite de pente  $\omega^2 = 4\pi^2 f^2$  avec  $f$  la fréquence propre. Dans le cas des séismes enregistrés à l'Hôtel de Ville (fig. 5.13), la pente de la régression donne des fréquences proches des fréquences obtenues sous vibrations ambiantes. Il faut noter que la régression est réalisée sur très peu de points et est donc peu précise.

La première fréquence propre obtenue par des enregistrements de vibrations ambiantes permet, en outre, de construire la première partie de la courbe de capacité des bâtiments. Il est clair que celle-ci ne donne que la pente de la partie linéaire et que des calculs ou des données



**Figure 5.13 :** Courbe de capacité de l'Hôtel de ville de Grenoble obtenue à partir d'enregistrements de séisme. a) Points de la courbe de capacité déduits des enregistrements de séismes (médianes des valeurs maximales d'accélération et de déplacement obtenues aux stations OGH4, OGH5 et OGH6) et régression linéaire, la valeur équivalente de la fréquence obtenue par cette régression est également indiquée. On rappelle les fréquences obtenues par des enregistrements de vibrations ambiantes :  $f_L = 1.16 \text{ Hz}$  et  $f_T = 1.22 \text{ Hz}$ . b) Points précédents replacés sur la courbe de capacité proposée par l'Université de Bucarest dans la méthode Risk-UE (2003) pour les bâtiments en voiles de béton armé (RC2) supérieurs à 7 étages ayant été construits avec le code roumain entre 1963 et 1969 (Moderate Code). Capacity curve of the Grenoble City Hall derived from earthquake recordings. a) Peak acceleration with respect to peak displacement for earthquakes (median of values at station OGH4, OGH5 and OGH6) and linear regression with corresponding frequency. Under ambient vibrations, we had :  $f_L = 1.16 \text{ Hz}$  and  $f_T = 1.22 \text{ Hz}$ . b) The same values displayed on the corresponding Risk-UE (2003) capacity curve.

expérimentales supplémentaires explorant la partie non-linéaire sont nécessaires pour obtenir la totalité de cette courbe.

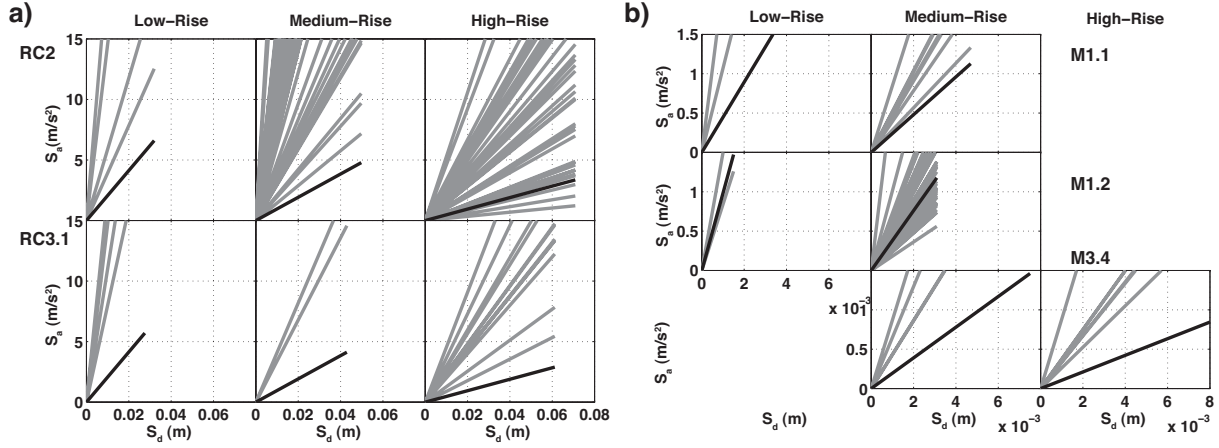
On peut donc comparer les droites théoriques avec des droites issues des fréquences mesurées. Nous avons choisi d'arrêter la partie élastique au déplacement  $D_y$  donné par Risk-UE (2003). En pratique, comme la courbe de capacité est bilinéaire, elle sous-estime légèrement la fréquence aux petites oscillations pour être plus pertinente aux alentours du point de plastification. On s'attend donc à obtenir des courbes théoriques un peu en dessous des mesures.

Parmi les bâtiments de Grenoble étudiés, deux classes de la typologie Risk-UE sont présentes : le type murs (RC2) et le type ossature avec remplissage en maçonnerie (RC3.1). Nous avons comparé aux courbes données par Lagomarsino et Giovinazzi (2006) la partie linéaire des courbes de capacité issues des fréquences mesurées. Les résultats sont présentés sur la figure 5.14. On peut remarquer tout d'abord que les données, correspondant à une seule courbe théorique, sont très dispersées. Aucune incertitude n'est pourtant fournie avec ces courbes de capacité. Pourtant, entre deux bâtiments de 4 et de 7 étages du même type, la fréquence peut changer du simple au double (fig. 5.14), sans parler des variations dans les dispositions constructives. La pente peut alors varier du simple au quadruple et il en est de même pour le point de plastification.

Pour le type RC2, la quantité de données est suffisante. Comme prévu les courbes théoriques sont situées dans la fourchette basse des valeurs in situ (fig. 5.14). Les estimations du point de plastification sont donc bien conservatrices, mais elle vont jusqu'à diviser par 5 l'accélération que le bâtiment peut supporter élastiquement pour un seuil en déplacement donné.

Pour le type RC3.1, la quantité de données est assez faible, mais les conclusions sont similaires au type RC2. Il y a peu de différence de comportement entre les deux types, aussi bien en ce qui concerne les données expérimentales que les courbes Risk-UE. Il faut cependant noter que les courbes fournies par l'Université de Thessalonique dans le document Risk-UE (2003) sont très différentes pour ce type et semblent moins bien représenter les données que les courbes de Lagomarsino et Giovinazzi (2006). Les types Risk-UE peuvent donc regrouper des bâtiments avec des dispositions constructives assez différentes d'un pays à l'autre.

Le type M1.1 Risk-UE (pierre tout venant) est identique dans sa description au type MA1 de la Base de Données Typologique de Grenoble (cf. § 4.1.2). Nous avons regroupé dans le type M1.2 Risk-UE (pierre brute) les types MA2 à MA5 et MA8 de la BDT qui détaillent les évolutions de l'utilisation de la pierre brute à Grenoble. Elle regroupe ainsi la plus grande partie des bâtiments étudiés. Il est également intéressant d'étudier le type M3.4 Risk-UE (maçonnerie avec planchers en béton), identique au type MA7 (BDT). Les courbes de capacité Risk-UE ont été proposées par l'Université de Gênes par Lagomarsino et Giovinazzi (2006) sans que la méthode utilisée ne soit explicitée. Les bâtiments en pierre tout venant (M1.1) sont supposés plus souples que les bâtiments en pierre brute (M1.2) selon Risk-UE, ce qui ne semble pas être le cas pour le bâti grenoblois (fig. 5.14). La courbe Risk-UE du type M1.2 (pierre brute) est très proche de la moyenne des courbes expérimentales. Elle représente donc bien le bâti, mais, de fait, n'est plus conservatrice vis-à-vis des dommages. Enfin, il est intéressant de remarquer que la courbe théorique représentant le type M3.4 Risk-UE (maçonnerie plancher béton) suppose une structure plus souple (ou de masse plus importante) alors que les mesures tendent à montrer qu'elle est aussi rigide, voire plus rigide que le type M1.2 Risk-UE.



**Figure 5.14 :** *Partie linéaire des courbes de capacité expérimentales obtenues à Grenoble (gris) comparées aux courbes Risk-UE de Lagomarsino et Giovinazzi (2006) (en noir) pour les différentes classes de hauteur de bâtiments. a) bâtiments en béton (type RC2=murs voiles, type RC3.1=ossatures avec remplissage). b) bâtiments en maçonnerie (type M1.1=pierre tout venant, type M1.2=pierre brute, type M3.4=pierre brute avec planchers en béton). Linear part of experimental capacity curves obtained in Grenoble (grey) compared to Risk-UE curves (Lagomarsino et Giovinazzi, 2006) (black) for different height classes. a) RC buildings (RC2=shear walls, RC3.1=Infilled frames). b) masonry buildings (M1.1=rubble stone, M1.2=simple stone, M3.4 simple stone with concrete slabs).*

### 5.2.2 Estimation de la vulnérabilité par les courbes de fragilité

L'étude de la performance d'un bâtiment dans le plan  $(S_d; S_a)$  est déterministe. Or, il est clair que la réponse de la structure sous séisme n'est pas totalement représentée par le spectre de réponse à la première fréquence propre de la structure, même si ce paramètre est bien plus pertinent que les paramètres utilisés à l'origine comme l'accélération maximale ( $PGA$ ) du séisme. En effet, sans parler de l'effet des modes supérieurs, l'énergie apportée au premier mode par le séisme est contenue dans une bande de fréquence qui ne saurait être représentée par la seule valeur à la fréquence propre. Par ailleurs, l'approche en capacité ne prend pas en compte les incertitudes sur les paramètres du modèle de la structure. Un autre concept a donc été développé parallèlement à la méthode en capacité : la fragilité (fig. 5.15) (FEMA, 1999; Risk-UE, 2003). Elle consiste à représenter les frontières des niveaux de performances de manière probabiliste en fonction d'un paramètre représentant l'agression sismique ( $PGA$ ,  $I_{EMS98}$ ,  $S_d \dots$ ). A un niveau de sollicitation donné, 4 courbes donnent donc la probabilité de dépasser chaque niveau de dommage défini précédemment (Léger, Modéré, Important ou Ruine).

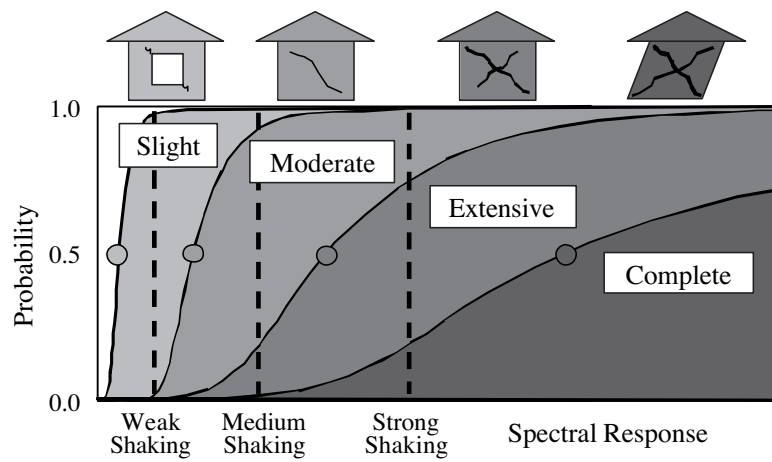
Le modèle statistique retenu pour représenter la fragilité est la loi lognormale qui représente bien le résultat de variables aléatoires dont les effets sont multiplicatifs. Elle est contrôlée par 2 paramètres : sa valeur médiane  $\mu$  et son écart type lognormal  $\sigma$ . Sa densité de probabilité cumulée s'écrit :

$$P[d > ds](A) = \frac{1}{2} \left( 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{\ln(A) - \ln(\mu)}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (5.7)$$

avec  $ds$  le niveau de dommage considéré (Léger, Modéré, Important ou Ruine),  $A$  la variable retenue pour représenter le mouvement sismique (par ex. :  $PGA$ ,  $S_a$ ,  $S_d \dots$ ) et  $\operatorname{erf}$  la fonction d'erreur. Dans la méthode FEMA (1999), la valeur de  $\sigma$  est typiquement de l'ordre de 0.8, ce



qui indique qu'une grande variabilité peut exister au sein même d'un type de bâtiment comme cela a été montré à partir des données expérimentales (fig. 5.14). Le paramètre de plus en plus systématiquement retenu dans les méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle est le spectre de réponse en déplacement  $S_d$ . En effet, le spectre de réponse est le seul paramètre permettant de prendre en compte le contenu spectral du mouvement sismique. Par ailleurs, lors d'un séisme, ce sont des déplacements qui sont imposés aux structures. Le déplacement est donc le paramètre le plus naturel à utiliser (au contraire de la force sismique qui n'est qu'un concept physique). Les méthodes empiriques d'analyse de la vulnérabilité vues à la partie précédente développent également des courbes de fragilité, mais le mouvement du sol est le plus souvent représenté par l'Intensité Macrosismique (par exemple  $I_{EMS98}$ ). La variabilité ( $\sigma$ ) dans ces courbes est donc théoriquement supérieure et une conversion vers les paramètres usuels, comme le  $S_d$ , assez périlleuse.



**Figure 5.15 :** Courbes de fragilité schématisées pour les niveaux de dommage « léger », « modéré », « important » et « ruine ». L'abscisse peut être la réponse spectrale (déplacement ou accélération) à la première fréquence de la structure ou tout autre indicateur de nocivité du mouvement sismique (PGA, Intensité d'Arias...). D'après FEMA (2003). Typical fragility curves for different damage levels. Abscissa can be spectral response or any other parameter of ground motion. From FEMA (2003).

### Estimation de la médiane

La méthode FEMA (1999) conseille de déterminer la valeur médiane du  $S_d$  pour chaque niveau de dommage à partir de la déformation inter-étage moyenne (*average interstorey drift*). Elle propose aux utilisateurs d'estimer eux-mêmes les déformations inter-étages moyennes  $D_{ds}$  correspondant aux niveaux de dommage standard à partir de la courbe en poussée progressive (*Pushover curve*) calculée à l'aide d'un modèle numérique. Le spectre de réponse en déplacement à la première fréquence propre de la structure  $S_d$  pour chaque niveau de dommage  $ds$  est ensuite calculé par l'expression :

$$S_{d,ds} = \frac{D_{ds} \times H}{p_1} \quad (5.8)$$

avec  $H$  la hauteur du bâtiment et  $p_1$  le facteur de participation du premier mode de la structure, en supposant que le toit est normalisé à 1.

Des valeurs standards de déformation inter-étage moyenne  $D_{ds}$  sont fournies dans FEMA (1999) par type et hauteur de bâtiment pour vérifier que les valeurs déterminées par l'utilisateur ne sont pas aberrantes.

La méthode Risk-UE (2003) ne laisse pas de liberté à l'utilisateur : les courbes de fragilité ont été développées pour les différents types de structure par des méthodes différentes. Certaines méthodes utilisent la poussée progressive, comme préconisé par la FEMA, les niveaux de dommage étant définis par des fractions du déplacement de plastification (*yield*) et du déplacement ultime des courbes de capacité bilinéaires. Une autre méthode consiste à corrélérer le dommage constaté sur de nombreux bâtiments modélisés en dynamique avec le  $S_d$ .

### Estimation de l'écart type

L'écart type  $\sigma$  permet de représenter la variabilité sur trois paramètres incertains : le modèle du bâtiment représenté par sa courbe de capacité  $\sigma_C$ , la variabilité sur la sollicitation à un  $S_d$  donné  $\sigma_D$  et l'incertitude sur la valeur limite de l'état de dommage  $\sigma_{ds}$ . On peut écrire l'écart type total selon l'expression :

$$\sigma^2 = (\sigma_C \otimes \sigma_D)^2 + \sigma_{ds}^2 \quad (5.9)$$

avec  $\otimes$  le produit de convolution, qui signifie que le spectre de réponse dépend de la courbe de capacité puisque la fréquence et l'amortissement change avec l'état de dommage. La méthode FEMA (2003) proposent des valeurs pré-calculées de  $\sigma$  selon la hauteur, l'endommagement et des niveaux de variabilité constatés sur les courbes de capacité et de dommage. La méthode Risk-UE (2003) donne des valeurs estimées par un grand nombre de modélisations ou obtenues à partir du dommage empirique.

### Les courbes de fragilité comme représentation standard de la vulnérabilité des structures

La fragilité (vulnérabilité) ainsi introduite est prête à être multipliée à un aléa, lui même défini de manière probabiliste (ou pas) pour estimer le risque. Les courbes de fragilité donnent à la fois la proportion de bâtiments endommagés pour un aléa donné et la probabilité d'endommagement d'un bâtiment particulier pour ce même aléa. Il faut noter que les courbes définies dans HAZUS et Risk-UE n'envisagent pas ce dernier cas car un bâtiment particulier peut avoir des défauts précis qui ne sont pas pris en compte dans l'approche par typologie, mais le développement de courbes de fragilité pour une structure particulière à l'aide d'une modélisation pertinente est envisageable (poussée progressive, modèle dynamique...). Par ailleurs, les matrices de probabilité de dommage  $DPM$  empiriques, obtenues grâce au retour d'expérience sont, par nature, des courbes de fragilité. Données en Intensité Macrosismique, elles peuvent être converties en échelle de mouvement du sol à l'aide d'une relation empirique. L'incertitude sur cette relation peut être naturellement ajoutée à la variabilité des courbes de fragilité. Les courbes de fragilité sont donc en passe de devenir la représentation standard de la vulnérabilité des structures. Elles sont probabilistes ce qui permet à la fois de les définir pour un

grand nombre de bâtiments et pour une structure particulière dont les caractéristiques ne sont pas parfaitement connues (bâti existant).

### 5.3 Méthode expérimentale d'analyse de vulnérabilité : application à Grenoble

Les méthodes existantes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle utilisent soit le retour d'expérience des séismes passés, soit les modélisations de structures représentatives de l'existant, calibrées à l'aide d'essais à échelle réduite ou non (GNDT, 1986; FEMA, 1999; Risk-UE, 2003). Dans le cas d'un pays à sismicité modérée comme la France, il n'existe pas de données de dommages post-sismiques. En outre, les dommages constatés en Italie et aux États-Unis notamment, ne peuvent être reliés à un mouvement du sol en l'absence d'enregistrement, mais seulement à une Intensité Macrosismique. Par ailleurs, la modélisation du bâti existant se heurte à la difficulté d'évaluer les paramètres physiques liés aux matériaux de construction, à leur assemblage, notamment à cause de l'absence de plans, du problème du vieillissement, de la dégradation...

Les enregistrements de vibrations ambiantes dans les bâtiments intègrent naturellement, dans le domaine linéaire élastique, tous ces paramètres. L'objectif de ce travail est d'aider à l'analyse de vulnérabilité en utilisant les paramètres modaux extraits des enregistrements de vibrations ambiantes dans les structures. Ces paramètres modaux permettent de construire un modèle modal dynamique linéaire simple mais pertinent dans le domaine de comportement élastique de la structure. Nous proposons donc d'utiliser ce modèle pour construire la courbe de fragilité correspondant à l'état de dommage « léger », définit généralement à 70% de la limite élastique, c'est-à-dire bien dans le domaine de validité du modèle modal. Cet état de dommage sera représenté par une déformation inter-étage limite définie à l'aide des documents de la *Federal Emergency Management Agency (FEMA)* qui a synthétisé les connaissances sur le sujet. Si cette courbe unique n'autorise pas l'estimation du niveau de dommage dans le cas d'un séisme destructeur, elle permet néanmoins de détecter le premier endommagement et donc « l'intégrité » de la structure comme l'ont définie Boutin et al. (2005) pour un séisme modéré. Nous proposons deux manières de calculer les courbes de fragilité : un calcul complet utilisant le modèle modal dynamique sollicité par une sélection de séismes et un calcul simplifié prenant seulement en compte la dérivée de la première déformée modale expérimentale. Le choix d'une sollicitation permet ensuite d'estimer le risque pour la structure d'être endommagée. Cette méthodologie est appliquée à Grenoble où des tests sur 61 bâtiments ont été réalisés.

### 5.3.1 Modélisation dynamique extraite des paramètres modaux expérimentaux

#### Enregistrements de vibrations ambiantes et analyse modale

Les vibrations ambiantes des bâtiments sont dirigées par leurs caractéristiques physiques et donc modales. L'analyse modale d'enregistrements suffisamment longs de vibrations ambiantes permet donc de déterminer ces caractéristiques. À l'aide d'un enregistrement au sommet d'une structure, on peut déterminer ses modes propres (fréquences et amortissement) qui vont contrôler la réponse de la structure à un séisme (amplitude, phase, durée) mais seule la disposition de capteurs dans les étages permet de déterminer les déformées modales qui vont diriger la répartition de la charge sismique dans les étages. Pour réaliser cette analyse modale, la *Frequency Domain Decomposition (FDD)* (Brincker et al., 2001c) a été utilisée (cf. partie 1.3). Elle permet une réelle décomposition en modes, y compris s'ils sont proches. Elle permet donc d'estimer avec précision les fréquences propres, amortissements et déformées modales des structures.

#### Modèle modal dynamique

Nous avons choisi de représenter chaque bâtiment par un modèle linéaire à masses concentrées au niveau des étages. Ces hypothèses permettent de calculer la réponse de chaque étage à une sollicitation sismique donnée par le calcul de l'intégrale dite « de Duhamel », qui ne nécessite la connaissance que des paramètres modaux (fréquences, amortissements et déformées modales) si l'on considère que la masse de chaque étage est constante (cf. § 2.2.2). Lorsqu'une structure a été testée sous vibrations ambiantes, il est donc possible de calculer sa réponse à un séisme dans son domaine de comportement linéaire par le biais de ce modèle modal.

#### Quantification du dommage : la déformée inter-étage

Les méthodes utilisées aujourd'hui en diagnostic sismique et en analyse de la vulnérabilité à grande échelle (cf. partie 5.2) utilisent le déplacement comme grandeur physique de référence. En effet, un séisme est l'application à la structure d'un déplacement et non d'une force, dont l'estimation à partir du déplacement n'est pas toujours triviale. Les méthodes Risk-UE (2003); FEMA (1999) utilisent souvent comme indicateur de dommage la déformation inter-étage (*interstorey drift*)  $D_i$ , c'est-à-dire la différence de déplacement dans une direction horizontale entre deux planchers divisée par la hauteur de l'étage  $i$ , soit l'expression :

$$\forall i \in [0, N] \quad D_i(t) = \frac{U_{i+1}(t) - U_i(t)}{x_{i+1} - x_i} \quad (5.10)$$

avec  $U_i$  le déplacement et  $x_i$  la position de l'étage  $i$ , l'étage 0 étant le rez-de-chaussée et l'étage  $N + 1$  étant le toit. Il s'agit de la déformation moyenne en cisaillement sur un étage subie par un mur ou un poteau de la structure.

La FEMA (2003) propose des déformations inter-étages limites pour les différents états de dommage (Léger-Modéré-Important-Ruine) et pour différents types de bâtiments. Pour rester dans le domaine de validité du modèle modal, seul le premier niveau de dommage « léger » est considéré. C'est le mieux connu car le plus observé. Les valeurs fournies sont une synthèse sur l'état de l'art des connaissances sur la résistance des bâtiments existants aux Etats-Unis. Elles sont généralement obtenues par des modélisations en poussée progressive (*Pushover*). Si les bâtiments européens en béton sont sans doute de résistance comparable, il n'existe pas aux Etats-Unis de bâtiments en maçonnerie de qualité comparable. Pour ces derniers, une seule valeur sera considérée, la plus basse fournie dans les documents de la FEMA (1999). Contrairement à la méthode pour laquelle ces valeurs sont destinées, l'utilisation du modèle modal permet de prendre en compte la déformation subie par chaque étage et les modes supérieurs, s'ils ont pu être déterminés. Ce sont donc des valeurs plutôt conservatives pour notre application.

Les incertitudes sur les valeurs de déformation limite ne sont pas données. Il a donc été décidé pour la construction des courbes de fragilité que les déformations limites suivaient une loi log-normale pour laquelle 95% des valeurs étaient distribuées entre leur moitié et leur double. Cela signifie que l'écart type log-normal  $\sigma_{ds}$  vaut :

$$\sigma_{ds} = 1/2 \ln(2) \approx 0.35 \quad (5.11)$$

Les valeurs finalement sélectionnées avec leurs incertitudes sont données dans le tableau 5.4.

Type BDT	Déformation maximale inter-étage		
	Min	Med	Max
MA1-MA13	$0,5 \cdot 10^{-3}$	$10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$
BA1 BA2	$10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-3}$
BA3 BA4	$1,5 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$6 \cdot 10^{-3}$
BA5 BA6	$2 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-3}$

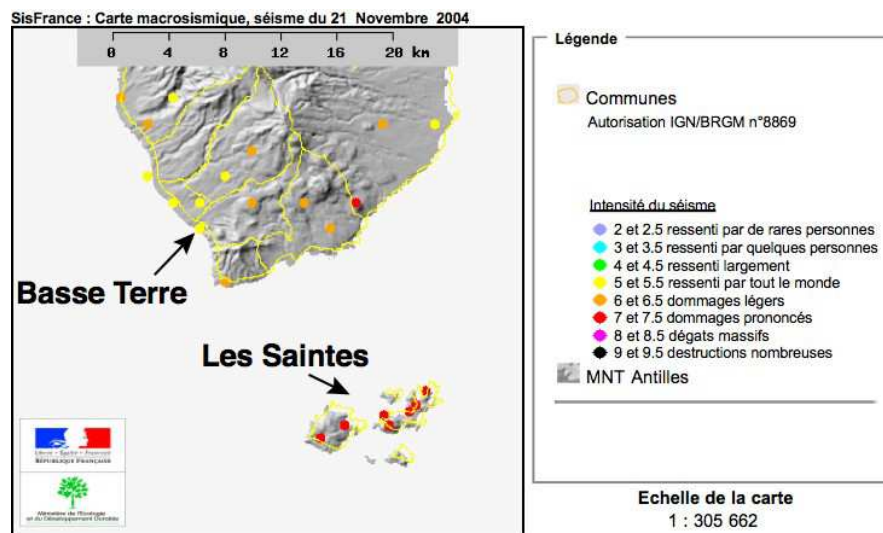
**Tableau 5.4 :** Déformations maximales inter-étages pour le niveau de dommage « léger » utilisées dans ce travail par type BDT Grenoble. Les valeurs médianes ont été extraites des documents FEMA (2000, 2003), les valeurs minimales et maximales encadrent 95% de la distribution log-normale choisie. Selected maximal inter-story drift corresponding to damage level "slight" for each BDT Grenoble type. Median values have been extracted from FEMA (2000, 2003) documents, minimal and maximal values contain 95% of the chosen log-normal distribution.

En terme de comparaison, on peut citer la valeur de déformation inter-étage limite pour le dimensionnement donnée dans les règles parasismique françaises (PS92, 1995)  $\Delta_l = \frac{h}{100}$ , avec  $h$  la hauteur de l'étage soit pour un étage de 3m, une limite en déformation de  $3 \cdot 10^{-2}$ , soit 10 fois plus que les valeurs correspondant au dommage léger. Dans les valeurs de la FEMA, cela correspond à la limite du niveau de dommage « important » pour le type murs voiles de béton armé avec une bonne conception parasismique. Les règles françaises autorisent donc une incursion marquée dans le domaine plastique.

### Première validation : Séisme des Saintes à Basse-Terre (Guadeloupe)

Pour vérifier que la méthode proposée est cohérente vis à vis de dommages réellement observés, nous avons sollicité les 61 bâtiments étudiés à Grenoble (cf. § 4.2.1) avec le séisme des Saintes du 21 Novembre 2004 ( $M_W = 6.3$ ) enregistré à Basse-Terre par la station PRFA (préfecture) du Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) à 33 km de l'épicentre. Les modèles modaux issus des enregistrements de vibrations ambiantes sont calculés pour cet accélérogramme et les déformations inter-étages maximales relevées sont comparées à la limite correspondant à l'intégrité de chaque structure proposée au paragraphe précédent.

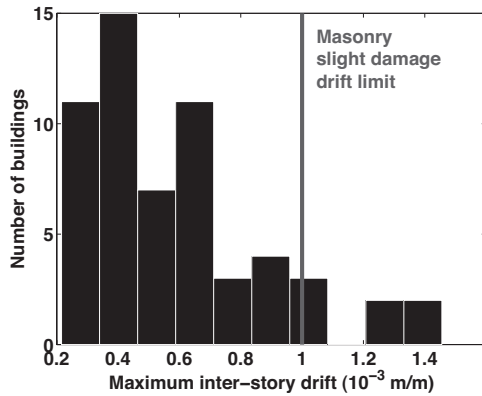
L'Echelle Macrosismique Européenne EMS98 (Gruenthal, 2001) sépare les dégâts relevés dans les bâtiments par classes de vulnérabilité, ce qui permet d'affecter une intensité qui ne dépend pas directement du bâti. Ainsi, même s'il existe des différences entre le bâti guadeloupéen et le bâti métropolitain, l'intensité estimée est théoriquement la même que le séisme ait lieu aux Antilles ou à Grenoble. Cela permet de comparer grossièrement le niveau de dommage observé (Intensité Macrosismique) à Basse-Terre au dommage calculé sur les bâtiments que l'on étudie, bien que situés à Grenoble.



**Figure 5.16 :** Carte d'intensité macrosismique EMS98 réalisée par le Bureau Central Sismologique Français (BCSF) pour le séisme des Saintes du 21 Novembre 2004 ( $M_W = 6.3$ ). La ville de Basse-Terre où se situe la station du RAP PRFA est indiquée avec une intensité V. EMS98 Intensity map from the BCSF for 2004/11/21  $M_W = 6.3$  Les Saintes earthquake (Leeward Islands). The Basse-Terre City with accelerometric station PRFA (French Accelerometric Network RAP) is assigned an intensity V.

Les résultats de ces simulations indiquent que les déformations inter-étages maximales observées sont comprises entre 0.2 et  $1,4 \cdot 10^{-3}$  (fig. 5.17), c'est-à-dire un peu inférieure aux limites fixées pour le niveau de dommage « léger ». Seul un bâtiment en maçonnerie (classe de vulnérabilité A dans l'échelle macrosismique) atteint des dégâts de degré 1. Cela correspond à la définition de l'intensité V (Fort) de l'EMS 98. Or d'après la carte d'intensité établie par le BCSF (fig. 5.16), l'intensité relevée pour la ville de Basse-Terre est V. Par ailleurs, les seuls réels dommages en Guadeloupe pour ce séisme ont été constatés sur des bâtiments en maçonnerie.

Ce petit exercice indique que les limites choisies sont plutôt pertinentes, alors qu'un calcul avec des limites 10 fois plus faibles (valeurs UTCB par exemple) auraient largement sur-estimé le dommage.



**Figure 5.17 :** *Distribution des déformations inter-étages maximales pour les 61 bâtiments de Grenoble soumis au séisme des Saintes ( $M_W = 6.3$ ) enregistré à Basse-Terre. Les limites de l'état de dommage « léger » débutent à  $10^{-3}$  pour les bâtiments en maçonnerie. Maximal inter-story drift distribution for the 61 buildings of Grenoble shaken with the recording in Basse-Terre of  $M_W = 6.3$  Les Saintes Earthquake.*

### 5.3.2 Méthode d'analyse de vulnérabilité et de risque

La détermination des courbes de fragilité à partir d'un modèle dynamique s'effectue généralement à partir du calcul de nombreux scénarios (Dazio, 2006). On se donne des accélérogrammes, on dispose du modèle modal issu des paramètres modaux expérimentaux (extraits des enregistrements de vibrations ambiantes) et d'une limite en déformation inter-étage qui nous indique si l'intégrité du bâtiment est atteinte. Cela permet d'estimer statistiquement la proportion de scénarios ayant aboutis au niveau de dommage « léger » pour un intervalle de la grandeur représentant le mouvement sismique. Cette utilisation de la modélisation dynamique constituera la méthode 1. Une autre méthode consiste à simplifier la réponse de la structure en ne considérant qu'un seul mode. On aboutit à une formule simple, il s'agira de la méthode 2.

#### Estimation de la fragilité - Méthode 1, par modélisation dynamique

Le choix des accélérogrammes pour la sollicitation du modèle dynamique utilisé, dans notre cas issu des paramètres modaux extraits des vibrations ambiantes, est une question cruciale. Le premier point est donc de classer les accélérogrammes en fonction d'un ou plusieurs paramètres du mouvement. Il existent de nombreux paramètres dits de « nocivité » (Kramer, 1996; Brun, 2002), le plus populaire (mais pas forcément le plus pertinent) étant le maximum d'accélération horizontale ou *Peak Ground Acceleration (PGA)*. Le maximum de vitesse horizontale ou *Peak Ground Velocity (PGV)* et le maximum de déplacement horizontal *Peak Ground Displacement (PGD)* s'obtiennent également assez facilement sur les enregistrements par intégrations successives. De ces trois paramètres, le PGV est le plus pertinent pour l'endommagement des structures car contrairement au PGA, qui correspond schématiquement aux hautes fréquences et au PGD, qui correspond aux basses fréquences, le PGV correspond à des fréquences de l'ordre du Hertz, c'est-à-dire assez proches des fréquences de résonance des structures (Kramer, 1996). Le maximum seul ne caractérise pas bien un mouvement, sa durée est également à prendre en compte. D'autres paramètres intègrent le mouvement dans sa durée comme l'intensité d'Arias

$I_a$ .

Prenant en compte le fait que, en plus de l'amplitude et de la durée, le contenu fréquentiel du mouvement était prépondérant, d'autres paramètres tels que les spectres de réponse sont maintenant plus largement utilisés. La valeur du spectre de réponse en accélération à la première fréquence propre de la structure  $S_a(f_1)$  noté abusivement  $S_a$ , et celle du spectre de réponse en déplacement  $S_d(f_1)$  noté  $S_d$  sont les plus utilisés. Ce dernier est plus particulièrement retenu dans la littérature car il correspond toujours à un point de la courbe de capacité d'un bâtiment, donc à un niveau de dommage.

Les mouvements utilisés peuvent avoir différentes origines : des séismes simulés pour un contexte connu (géométrie particulière, séismes conformes à un spectre réglementaire...) ou des séismes enregistrés (dans un contexte connus ou dans le monde). La multiplication d'enregistrements de séismes modérés par une constante pour obtenir des mouvements plus forts n'est pas satisfaisante car les forts séismes n'auront pas le même contenu fréquentiel que les modérés.

Pour estimer la probabilité d'endommagement d'un bâtiment à un niveau de sollicitation donné (mesuré par  $S_d$  à la première fréquence de la structure dans notre cas), on sollicite le modèle modal issu des enregistrements par les  $N$  séismes sélectionnés et on étudie la distribution des déformations inter-étages par niveau de sollicitation. Pour chaque classe  $i$  de  $S_d$  ( $S_d \in [S_d^i, S_d^{i+1}]$ ), on doit disposer de  $N_i$  séismes, typiquement  $N_i \geq 20$ . On trace la distribution des déformations inter-étages maximales calculées par le modèle modal pour ces  $N_i$  séismes. On cale ensuite une distribution log-normale sur cette distribution à l'aide de la fonction Matlab *lognfit*.

Une fois la distribution des déformations inter-étages modélisée, il est ensuite facile de déterminer la probabilité d'être au-delà de la limite fixée  $P[d > ds]$ . Cette probabilité, associée au niveau de sollicitation (moyenne de la gamme de  $S_d$  considérée), constitue un point de la courbe de fragilité du bâtiment qui sépare le domaine où le bâtiment est intègre du domaine où il est endommagé. Comme la demande est la même, cela traduit la variabilité du mouvement sismique sur la réponse du bâtiment et en particulier l'effet des modes supérieurs. Le même processus appliqué à tous les niveaux de sollicitation ( $S_d$ ) disponibles permet donc de construire la totalité de la courbe de fragilité.

La courbe est finalement elle-même modélisée à l'aide d'une loi log-normale. On en déduit une valeur médiane de  $S_d$  et un écart type log-normal  $\sigma_D$  qui ne représente que la variabilité due à la sollicitation. Comme on l'a vu dans l'estimation de l'écart type des courbes de fragilité dans HAZUS et Risk-UE, il faut ajouter à cette variabilité celle due à l'incertitude sur le modèle et celle due à l'incertitude sur la valeur de l'état limite, c'est à dire la valeur de la déformation inter-étage limite considérée. Si on considère ces incertitudes comme indépendantes, il suffit alors d'ajouter les variances :

$$\sigma^2 = \sigma_C^2 + \sigma_D^2 + \sigma_{ds}^2 \quad (5.12)$$

avec :  $\sigma_C$  l'écart type dû à l'incertitude sur le modèle, que l'on négligera ici faute de connaissance sur cette incertitude, sachant que les données expérimentales permettent de la réduire ;  $\sigma_D$  la variabilité due au mouvement sismique et estimée précédemment ;  $\sigma_{ds}$  l'incertitude sur la valeur de déformation inter-étage limite proposée précédemment à  $\sigma_{ds} = 1/2 \ln(2)$ .



Cette méthode présente l'avantage d'utiliser les formes d'ondes complètes (intégrant durée, amplitude et phase) et une modélisation du bâtiments suffisamment simple mais prenant en compte les modes supérieurs.

### Estimation de la fragilité - Méthode 2, par calcul simplifié

Si l'on reprend l'équation 2.4, on peut relier la déformation inter-étage à la dérivée de la déformée modale, pondérée par l'amplitude relative de chaque mode par l'équation :

$$\forall i \in [0, N] \quad D_i(t) = \sum_{k=1}^N \frac{\Phi_{(i+1)k} - \Phi_{ik}}{x_{i+1} - x_i} h_k(t) = \sum_{k=1}^N \frac{d\Phi_k}{dx}(i) h_k(t) \quad (5.13)$$

Si l'on considère que le premier mode domine la réponse de la structure, la répartition relative des déformations est donc donnée par la dérivée de la première déformée modale :

$$\forall i \in [0, N] \quad D_i(t) \approx \frac{d\Phi_1}{dx}(i) h_1(t) \quad (5.14)$$

On peut calculer cette dérivée pour les modèles de poutre classique de manière à voir la répartition de la déformation dans les étages (fig. 5.18). La poutre en flexion simple a une dérivée de la première déformée maximale pour les derniers étages, alors que la poutre en cisaillement a une dérivée de déformée maximale pour les premiers étages. La poutre de Timoshenko suit tous les intermédiaires entre ces deux extrêmes, en particulier le cas où la déformation inter-étage est presque uniforme sur toute la hauteur (fig. 5.18).

Pour les bâtiments réels, même si les dérivées sont « en dents de scie », leurs allures se rapprochent de celles des modèles de poutres (fig. 5.18). L'incertitude sur cette dérivée est difficile à évaluer, mais permettrait de savoir dans quelle mesure les déformées expérimentales sont pertinente pour représenter la répartition du chargement sismique.

Si l'on reprend l'équation 5.13, on trouve une estimation de la déformation maximale inter-étage :

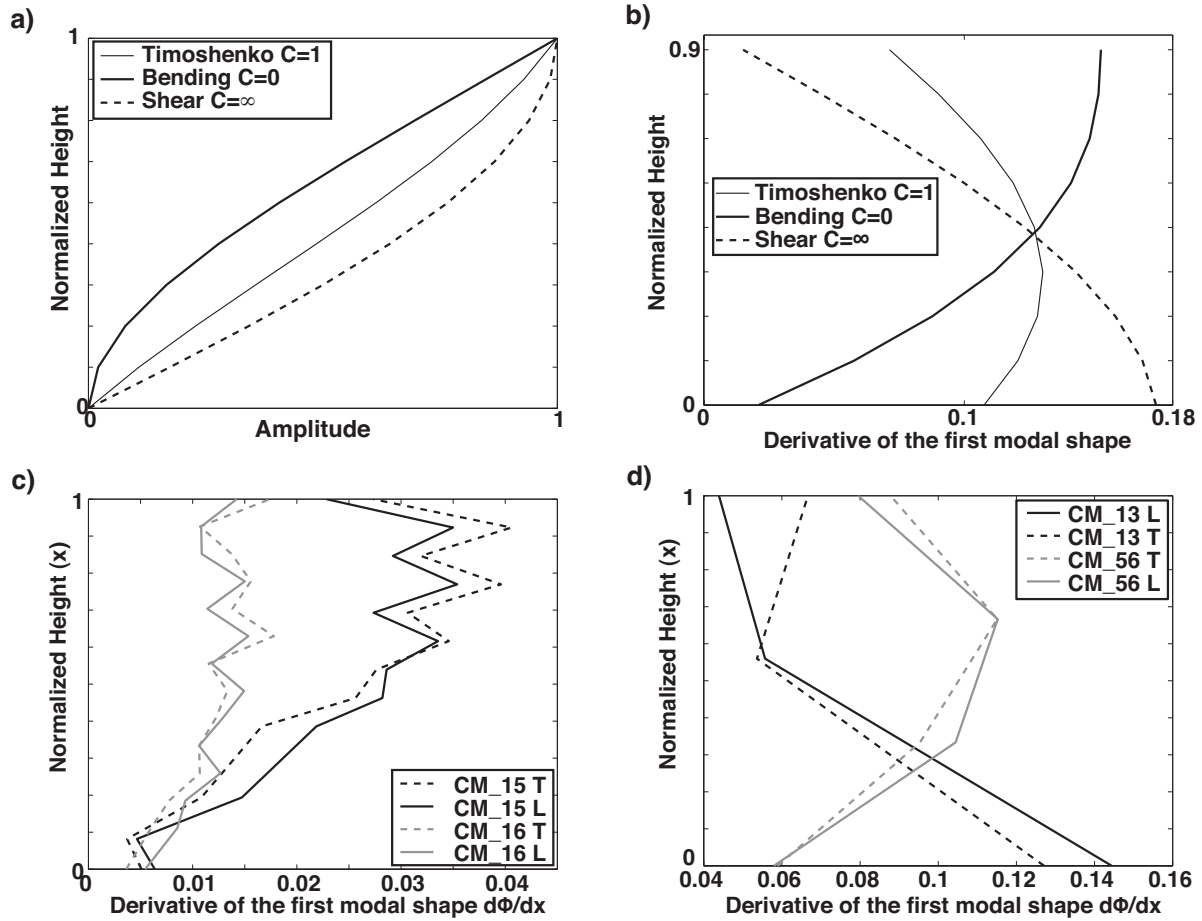
$$\forall i \in [0, N] \quad D_i^{max} \approx \frac{d\Phi_1}{dx}(i) \max(h_1(t)) = \frac{d\Phi_1}{dx}(i) p_1 S_d(f_1, \xi_1) \quad (5.15)$$

car  $S_d(f_1, \xi_1)$  est par définition le maximum en temps de la réponse d'un oscillateur à 1 degré de liberté de fréquence  $f_1$  et d'amortissement  $\xi_1$ . On en déduit la valeur médiane de la courbe de fragilité :

$$S_{d,ds}(f_1, \xi_1) = \frac{D_{ds}}{p_1 \max(\frac{d\Phi_1}{dx}(i))_{i \in [0, N]}} \quad (5.16)$$

L'écart type de la courbe de fragilité est estimé comme précédemment mais on ne connaît pas la valeur de l'incertitude sur le mouvement sismique  $\sigma_D$ . On choisira la valeur généralement observée dans le calcul par modélisation dynamique, c'est à dire  $\sigma_D = 0.4$ .

Ce calcul simplifié est extrêmement rapide en comparaison du calcul des nombreux scénarios de la méthode 1. Il prend toujours en compte les déformées expérimentales, contrairement à



**Figure 5.18 :** a) et b) Premiers modes de trois poutres de Timoshenko pour  $C = 1$ ,  $C = 0$  et  $C = \infty$  (a) et dérivées  $\frac{d\Phi_1}{dx}$  correspondantes (b) en fonction de la hauteur. c) et d) Dérivée des premières déformées modales pour des bâtiments réels étudiés à Grenoble : c) l'Hôtel de Ville de Grenoble (CM\_15) et la Tour Mont-Blanc (CM\_16) qui se rapprochent de la poutre en flexion ; d) le CERMO sur le campus universitaire (CM\_13) qui se rapproche d'une poutre de cisaillement et un bâtiment des années 70 (CM\_56) qui se rapproche d'une poutre de Timoshenko de paramètre  $C = 1$ . Les traits pleins représentent les directions longitudinales et les tirets les directions transversales. a) and b) First modes of three Timoshenko beams with  $C = 1$ ,  $C = 0$  and  $C = \infty$  (a) and corresponding derivative (b) with respect to height. c) and d) Derivative of the first modal shapes for real buildings in Grenoble : c) City Hall (CM\_15) and Mont-Blanc tower (CM\_16) which look like a bending beam ; d) CERMO building on the campus (CM\_13) which looks like a shear beam and a building of the 1970s (CM\_56) which looks like a Timoshenko beam with  $C = 1$ .

la méthode HAZUS (FEMA, 2003) qui donne une formule assez proche. En revanche, cette méthode ne prend pas en compte les modes supérieurs, s'ils ont pu être déterminés, ce qui peut être particulièrement limitant pour les bâtiments de grande hauteur.

### Analyse du risque sismique

Le risque sismique est une convolution de l'aléa et de la vulnérabilité du système que l'on étudie. Dans l'approche en fragilité, l'aléa est naturellement représenté par un spectre de réponse en déplacement. Pour estimer le risque sismique total, l'aléa doit être la courbe  $P[a_g]$  donnant la probabilité (ou la période de retour) de chaque niveau d'accélération du sol  $a_g$ . Pour obtenir un spectre de réponse, cette accélération est multipliée par un spectre enveloppe  $S_d^{env}$ . Le risque d'un endommagement au moins « léger »  $R[d > "Slight"]$  est alors donné par l'équation :

$$R[d > "Slight"] = \int_0^\infty P[a_g = \alpha] \times P[d > "Slight", S_d = \alpha \times S_d^{env}(f_1, \xi_1)] da_g \quad (5.17)$$

Malheureusement, les courbes  $P[a_g]$  sont difficiles à obtenir, on peut alors s'intéresser au risque que fait peser un événement particulier (scénario). Ainsi, par lecture sur la courbe de fragilité, on peut déterminer la probabilité d'endommagement d'un bâtiment ou d'un type de bâtiment en cas d'occurrence de ce séisme.

Lorsque l'on utilise les courbes de fragilité en spectre de réponse pour estimer le risque, le mouvement imposé par le ou les séismes considérés nécessite donc la fréquence et l'amortissement de la structure. Leur étude expérimentale par enregistrement de vibrations ambiantes permet donc une meilleure estimation de la demande. Les paramètres modaux expérimentaux des structures permettent donc d'améliorer l'estimation de la vulnérabilité des structures et du risque sismique.

### 5.3.3 Application à Grenoble

#### Tests sous vibrations ambiantes

Comme détaillé au paragraphe 4.2.1, 61 bâtiments de la ville de Grenoble ont fait l'objet d'une campagne d'enregistrements sous vibrations ambiantes. Ils sont représentatifs de la typologie de la ville, 33 sont en maçonnerie et 28 en béton armé. Des enregistrements simultanés jusqu'à 6 points dans la structure ont été réalisés grâce à une station Cityshark II (Châtelain et al., 2000) et des capteurs vélocimétriques Lennartz 3D5s suivant la procédure expérimentale décrite précédemment. Un point au minimum a été enregistré à chaque étage de manière à pouvoir déterminer, outre les fréquences et amortissements, les déformées modales.

L'analyse modale a été réalisée par *Frequency Domain Decomposition (FDD)* (Brincker et al., 2001c), une méthode permettant de bien séparer les modes, ce qui améliore significativement la qualité des déformées modales lorsque les modes sont proches. Les fréquences propres,

amortissements et déformées des 2 premiers modes de chaque bâtiment, lorsqu'ils ont pu être déterminés, ont été utilisés dans cette étude.

### Simulation du mouvement du sol

Dans les Alpes, il existe une base de données accélérométrique des mouvements forts enregistrés (Douglas et al., 2006) mais elle ne contient actuellement pas assez de gros séismes pour cette application. Dans ce travail, nous nous sommes concentrés sur des séismes simulés à partir de Fonctions de Green Empiriques (*Empirical Green's Function EGF*) (Causse et al., 2007). Le principe de la simulation de mouvements forts par EGF est de considérer des enregistrements de petits séismes comme les fonctions de Green d'un séisme de plus grosse magnitude et de les convoluer à une fonction source pour simuler un glissement réaliste mais de taille plus importante sur la faille étudiée. Le caractère aléatoire de la fonction source introduit la variabilité qui peut être observée dans le mouvement sismique. 150 séismes de magnitude 4.5, 5 et 5.5 sur la faille de Belledonne (Thouvenot et al., 2003) avec un épicentre à 15 km de Grenoble ont été simulés à la station du RAP OGDH, située près de l'Hôtel de Ville.

Utiliser ces séismes permet de concentrer le calcul de la fragilité sur des scénarios possibles pour la ville de Grenoble, qui intègrent les effets de source, de propagation et de site. Cependant, dans le calcul de la fragilité, on sous-estimera la variabilité due au mouvement sismique car un seul scénario est pris en compte. L'amplitude du mouvement à certaines fréquences peut cependant être trop faible pour atteindre la limite d'endommagement fixée pour les structures les moins « risquée » (mais pas forcément les moins vulnérables).

### Détermination d'un modèle par type de bâtiment

L'étude des paramètres dynamiques expérimentaux des 61 bâtiments étudiés ont amené à la définition d'un modèle médian pour chaque type de bâtiment défini dans la typologie grenobloise (Guéguen et Vassail, 2004). Chaque type est donc représenté par un nombre d'étages, une hauteur, une fréquence longitudinale, une fréquence transversale, un amortissement (tab. 4.1) et une déformée modale (fig. 4.18).

Il est donc possible de travailler soit à l'échelle de chaque structure, soit à l'échelle du type de bâtiment. Cette dernière approche permet une détermination de la vulnérabilité à l'échelle de la ville et donc du risque.

### Vulnérabilité de la typologie grenobloise

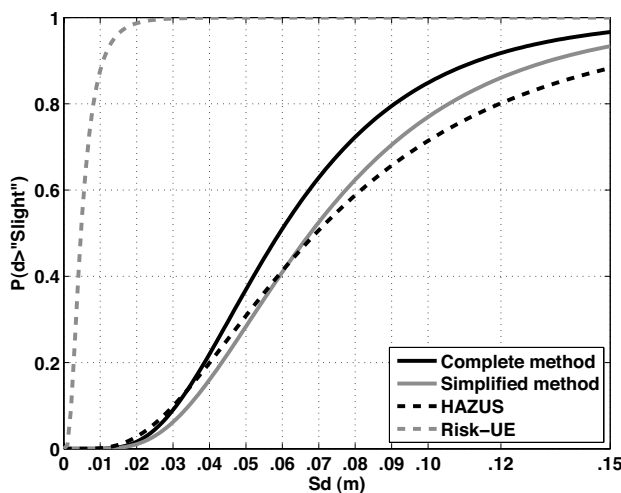
Les courbes de fragilité correspondant à l'état de dommage « léger » des 61 bâtiments de Grenoble étudiés, ainsi que celles des 18 modèles médians ont été calculées à l'aide des séismes de scénarios simulés par fonctions de Green empiriques (méthode 1) et à l'aide de la méthode simplifiée (méthode 2).

La figure 5.19 montre la comparaison des deux méthodes de calcul de la première courbe de fragilité avec la courbe calculée selon la méthode HAZUS (FEMA, 2003) et la courbe générique fournie par la méthode Risk-UE (2003) pour l'Hôtel de Ville de Grenoble. Cette structure est un bâtiment en béton armé de 13 étages dont la rigidité est assurée principalement par les murs. La médiane de la courbe HAZUS est calculée par la formule (FEMA, 2003) :

$$S_{d,ds} = \frac{D_{ds}H}{p_1} \quad (5.18)$$

avec  $H = 50$  m la hauteur du bâtiment,  $p_1 \approx \frac{3N}{2N+1} \approx 1.4$  le facteur de participation du mode en supposant la déformée modale droite et  $D_{ds} = 0.002$  la valeur de déformation inter-étage limite fournie pour les bâtiments hauts du type C2 (murs voiles). Il faut noter que cette valeur est la moitié de la déformation inter-étage choisie dans notre méthode car elle tient compte de manière forfaitaire de l'effet des modes supérieurs et de l'effet de moyenne sur les étages (FEMA, 2003). L'écart type associé vaut 0.65. Dans la méthode Risk-UE (2003), la valeur médiane et l'écart type donnés par l'Université de Bucarest (UTCb) pour les bâtiments en murs hauts avec un faible niveau de conception parasismique (RC2H Low Code) valent respectivement 0.0047 m et 0.65.

La méthode 1, la méthode 2 et la méthode HAZUS donnent des courbes comparables (fig. 5.19). Les méthodes proposées permettent d'affiner la fragilité du bâtiment par rapport à la courbe HAZUS en utilisant les paramètres modaux expérimentaux, en particulier la déformée modale. Les écarts types de la méthode proposée ici, sous-estimés car l'incertitude sur le modèle n'a pas été évaluée, valent environ 0.5, soit un peu moins que les écarts types HAZUS et Risk-UE.



**Figure 5.19 :** Comparaison des courbes de fragilité de l'état de dommage « léger » pour l'Hôtel de Ville de Grenoble obtenues à partir de la méthode proposée fondée sur le modèle modal linéaire (méthode 1), la méthode simplifiée (méthode 2) et les méthodes HAZUS (FEMA, 2003) et Risk-UE (2003). Grenoble City Hall : comparison of the fragility curves corresponding to "slight" damage as derived from 4 different methods : the proposed experimental method based on the linear modal model (method 1), the simplified method (method 2) and methods HAZUS (FEMA, 2003) and Risk-UE (2003).

Les figures 5.20, 5.21 et 5.22 présentent les résultats du calcul de la fragilité pour les 61 bâtiments étudiés, regroupés par type. On constate tout d'abord un bon accord entre le calcul par modélisation dynamique complète et la méthode simplifiée, avec des différences de moins de 50% sur les médianes. Le plus gros écart provient du bâtiment CM\_16, la Tour Mont-Blanc, un bâtiment de 30 étages pour lequel la non prise en compte des second modes abouti à une large sous-estimation de la fragilité par la méthode 2 (simplifiée).

Outre les modes supérieurs, les paramètres qui influencent le calcul de la fragilité sont :

- la limite en déformation choisie : elle est plus grande, par exemple, pour les bâtiments du type BA5 et BA6, c'est pourquoi leurs courbes sont décalées vers la droite.

- la régularité de la déformée modale : elle peut jouer un rôle important pour les bâtiments très irréguliers comme le CM\_13, qui bien qu'avec une limite en déformation assez grande ( $4.10^{-3}$ ), est assez fragile.
- la hauteur de la structure : pour un  $S_d$  donné, c'est à dire un déplacement au sommet, l'agression est beaucoup plus importante pour un petit que pour un grand bâtiment. Les courbes des petites structures sont donc mécaniquement décalées vers la gauche.

Les structures en maçonnerie restent les plus vulnérables avec la quasi-certitude d'un endommagement pour des déplacements au toit de plus de 4 cm pour tous les bâtiments.

L'étude des modèles médians correspondant à chaque type (fig. 5.23) permet une estimation à grande échelle de la vulnérabilité. Tout d'abord, les différences entre la méthode simplifiée et la méthode complète deviennent négligeables car on n'a pris en compte qu'un seul mode dans cette partie d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle. La méthode simplifiée suffit donc à estimer la vulnérabilité de chaque type.

Le tracé des courbes de fragilité correspondant à l'état de dommage « léger » a donc été réalisé pour chaque bâtiment et pour chaque modèle médian représentant les différents types de la ville de Grenoble. Le choix du paramètre  $S_d$ , déplacement spectral à la fréquence de la structure implique nécessairement que les petits bâtiments vont sembler plus vulnérables. Pour obtenir des résultats réellement comparables d'un bâtiment à l'autre, il faut donc passer à l'étude du risque sismique.

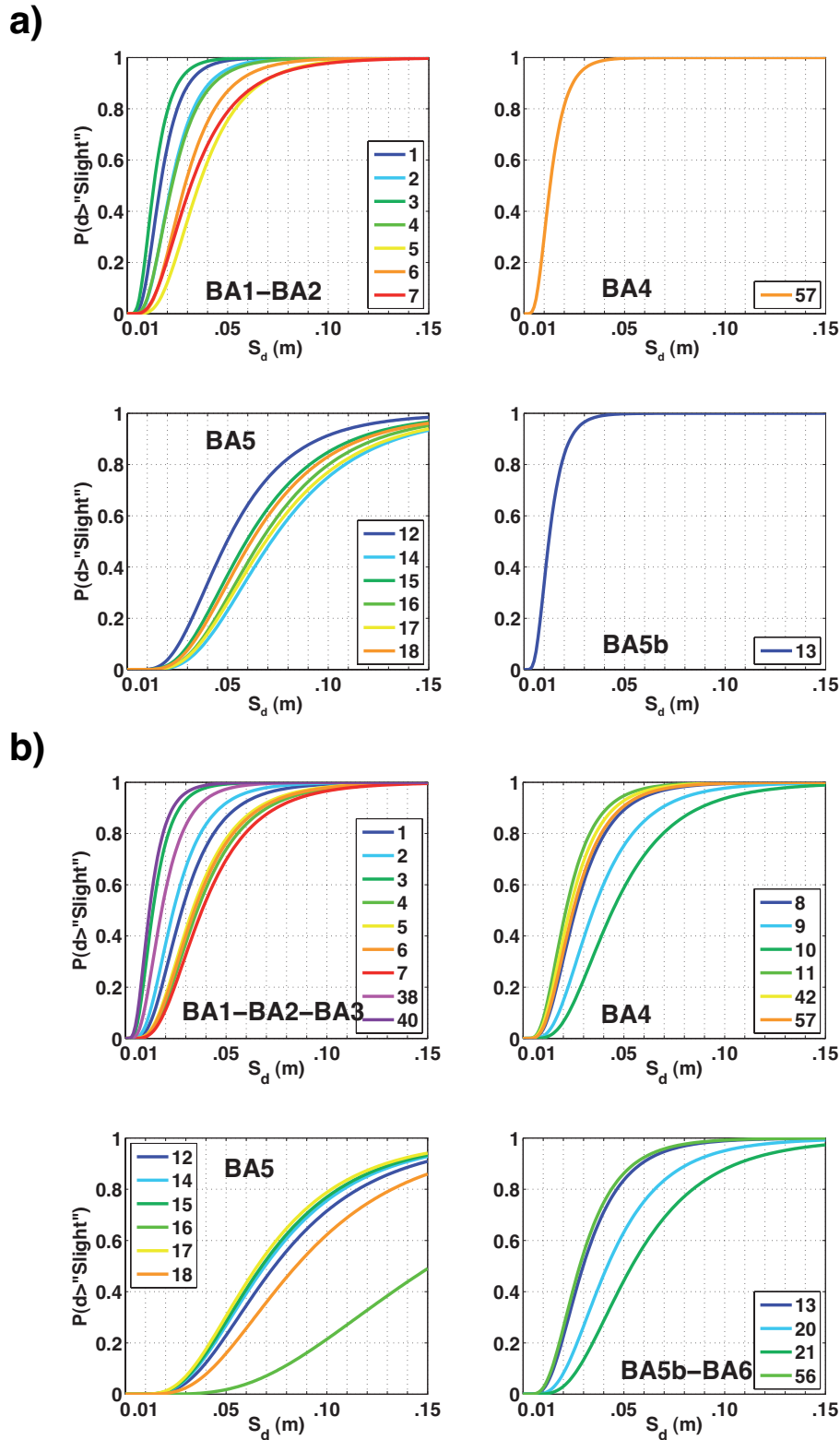
## Risque sismique à Grenoble

En l'absence d'étude d'aléa détaillée à notre disposition, deux approches ont été suivies : l'utilisation du spectre de réponse réglementaire et le calcul d'un scénario possible à Grenoble. L'objectif est de comparer les taux de dommage de chaque type de structures pour ces deux "scénarios" potentiels, l'un fictifs mais enveloppant l'ensemble des séismes possibles d'une probabilité supérieure à 10% en 50 ans (période de retour de 475 ans), l'autre réaliste mais sans qu'il corresponde à l'intégralité du risque.

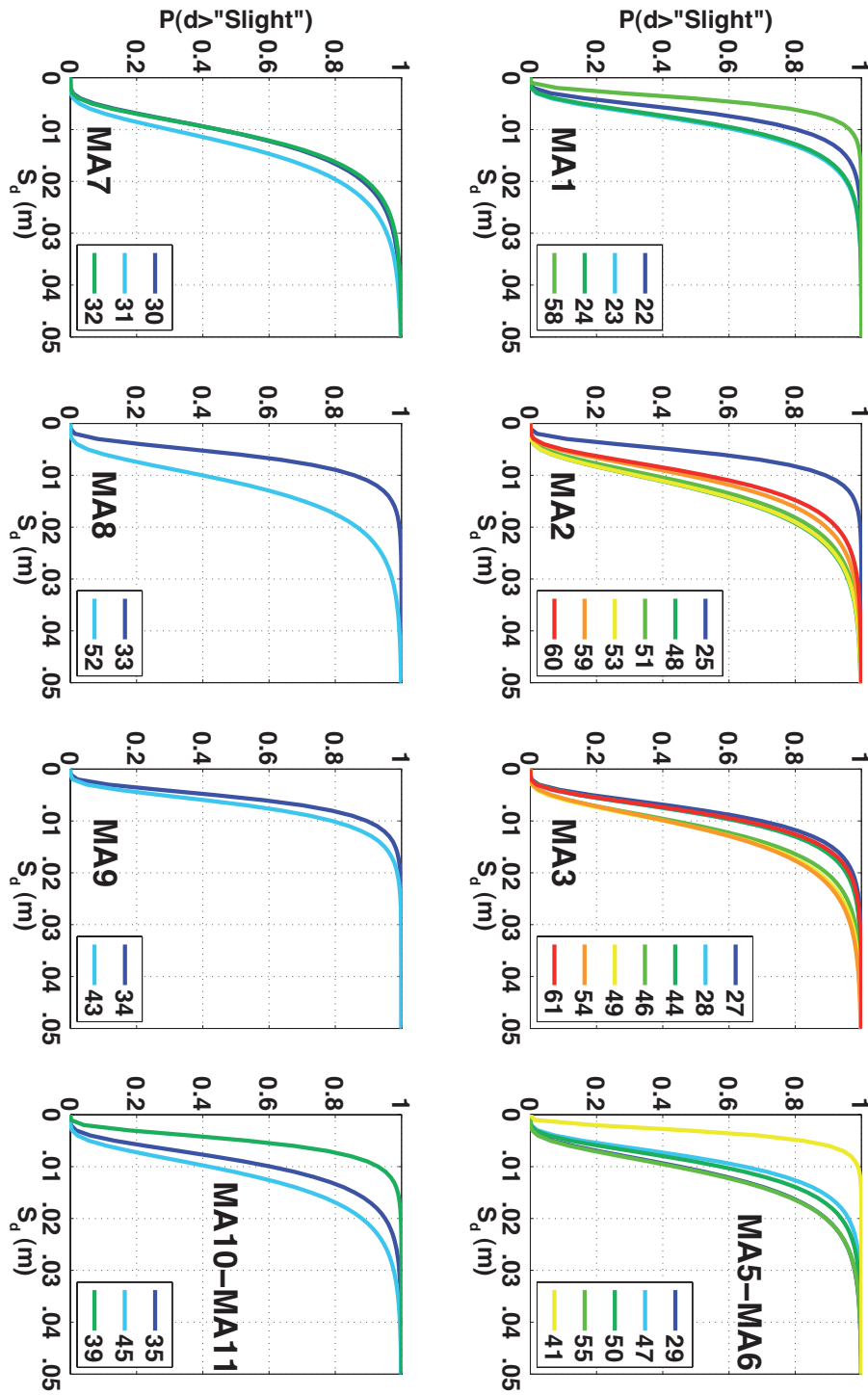
### Scénario « réglementaire »

Nous avons utilisé la valeur d'accélération du nouveau zonage de la France à Grenoble fixée à  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$  ainsi que le spectre de dimensionnement de l'Eurocode 8 pour un sol de type B avec l'amortissement déterminé sous vibrations ambiantes pour chaque bâtiment (fig. 5.24). Quel est le sens de ce calcul ? Les bâtiments actuels doivent être construits pour résister au mouvement sismique imposé par les codes parasismiques. Ce mouvement est imposé par les règles à partir, d'une part, de l'aléa local (zonage sismique) et plus particulièrement de l'accélération maximale pour un temps de retour de 475 ans (c'est à dire qui a une probabilité de se produire de 10% en 50 ans) et d'autre part, d'un spectre de réponse élastique, enveloppe de séismes connus. Résister au séisme ne signifie pas ne pas s'endommager, mais le dommage doit rester faible et ne pas porter préjudice aux personnes.

On peut directement lire la probabilité d'endommagement (de degré au moins 1) sur les courbes de fragilité à partir de la valeur du  $S_d$  réglementaire à la fréquence et à l'amortisse-

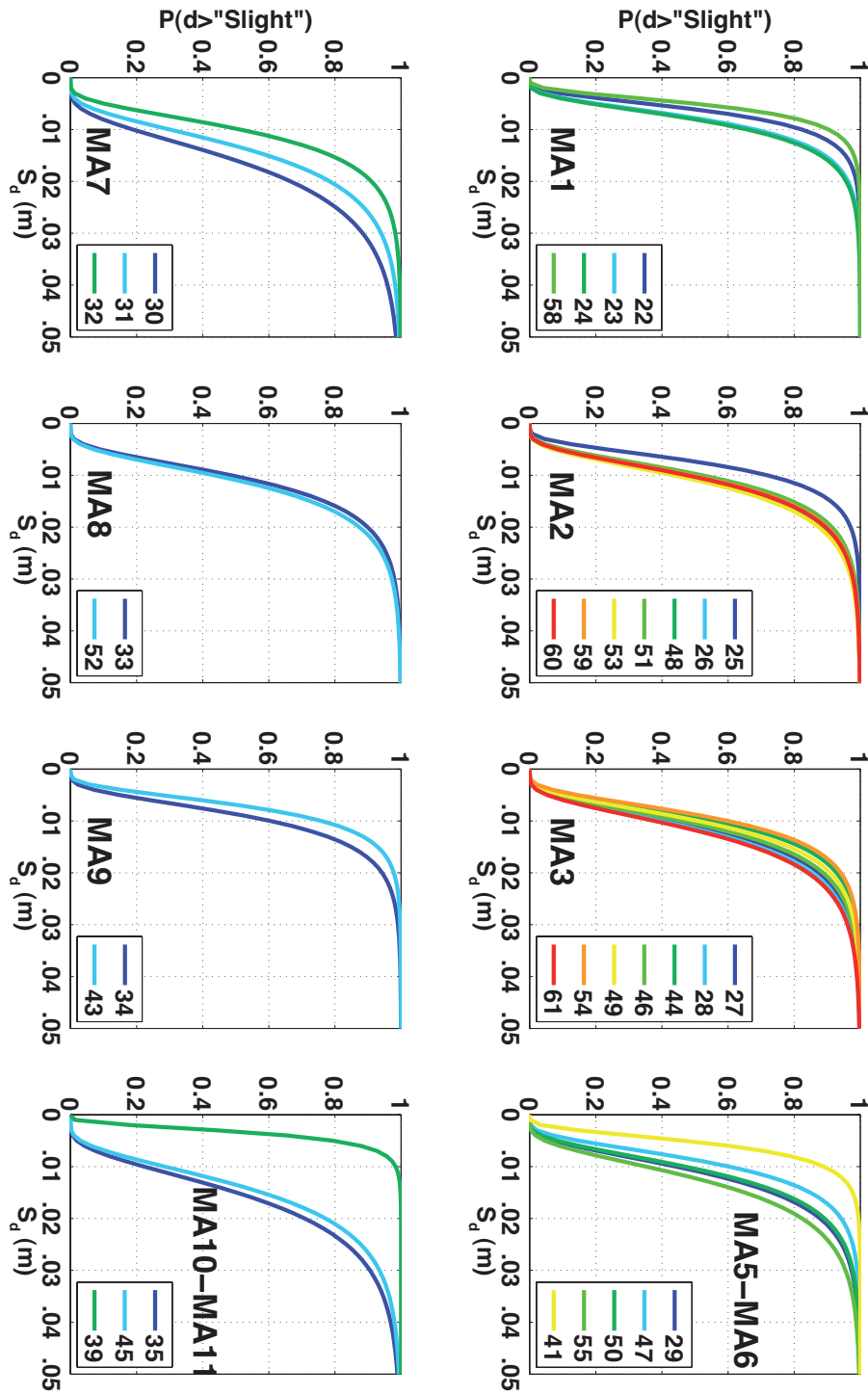


**Figure 5.20 :** Courbes de fragilité de l'état de dommage « léger » pour les 28 bâtiments en béton armé étudiés, classés par type de la BDT Grenoble. a) Méthode 1 (modélisation dynamique complète); b) Méthode 2 (simplifiée). Les numéros correspondent à l'identifiant du bâtiment dans le tableau 4.2. La courbe de certains bâtiments n'a pu être déterminée par la méthode 1 car les accélérogrammes choisis n'avaient pas une assez grande amplitude à leur fréquence. Fragility curves corresponding to "slight" damage for the 28 studied RC buildings grouped into BDT Grenoble types. a) Method 1 (complete dynamic modelling); b) Method 2 (simplified method). The numbers corresponds to buildings ID in table 4.2. All the curves could not have been computed using method 1.

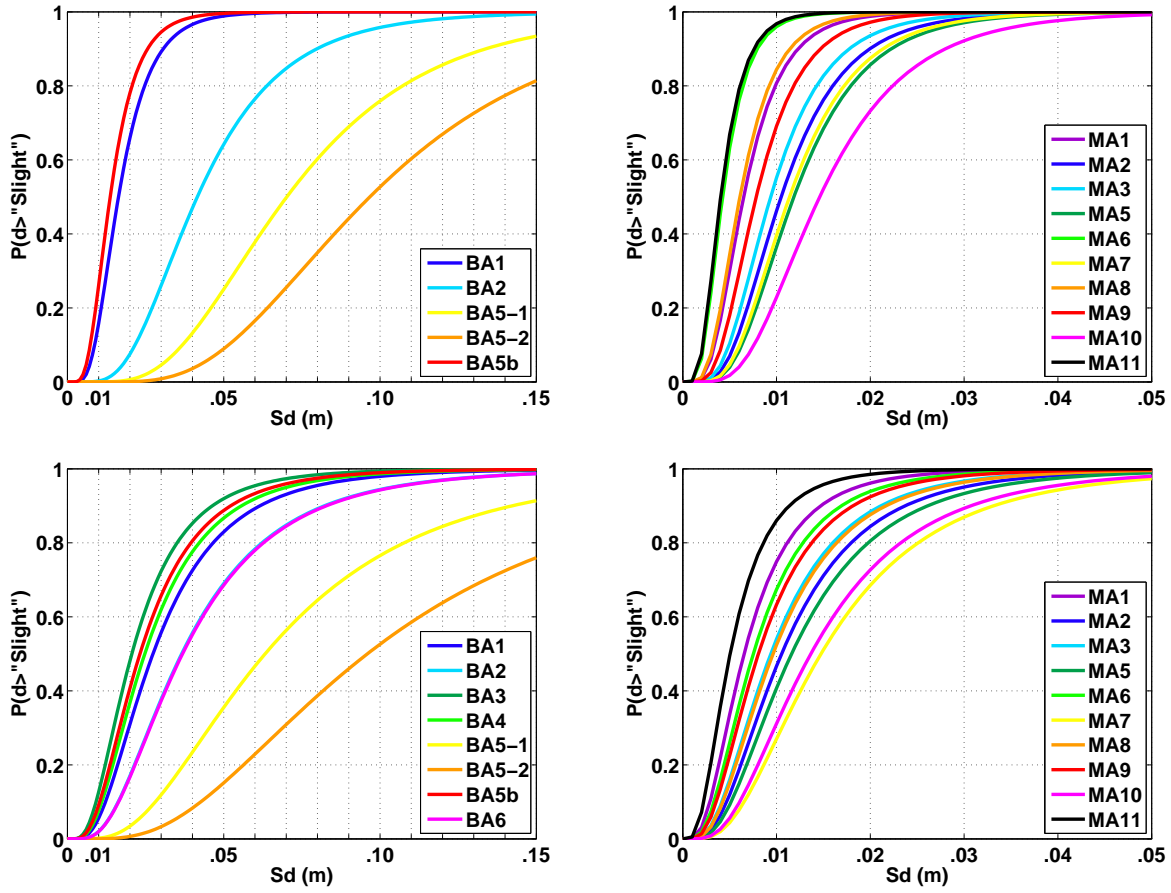


**Figure 5.21 :** Courbes de fragilité de l'état de dommage « léger » pour les 33 bâtiments en maçonnerie étudiés, classés par type de la BDT Grenoble et obtenus par la méthode 1. Les numéros correspondent à l'identifiant du bâtiment dans le tableau 4.2. Fragility curves corresponding to "slight" damage of the 33 studied masonry buildings grouped into BDT types obtained using method 1. The numbers corresponds to buildings ID in table 4.2.

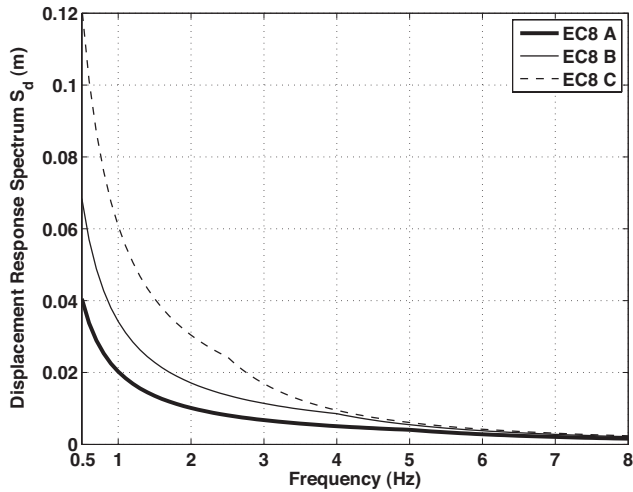




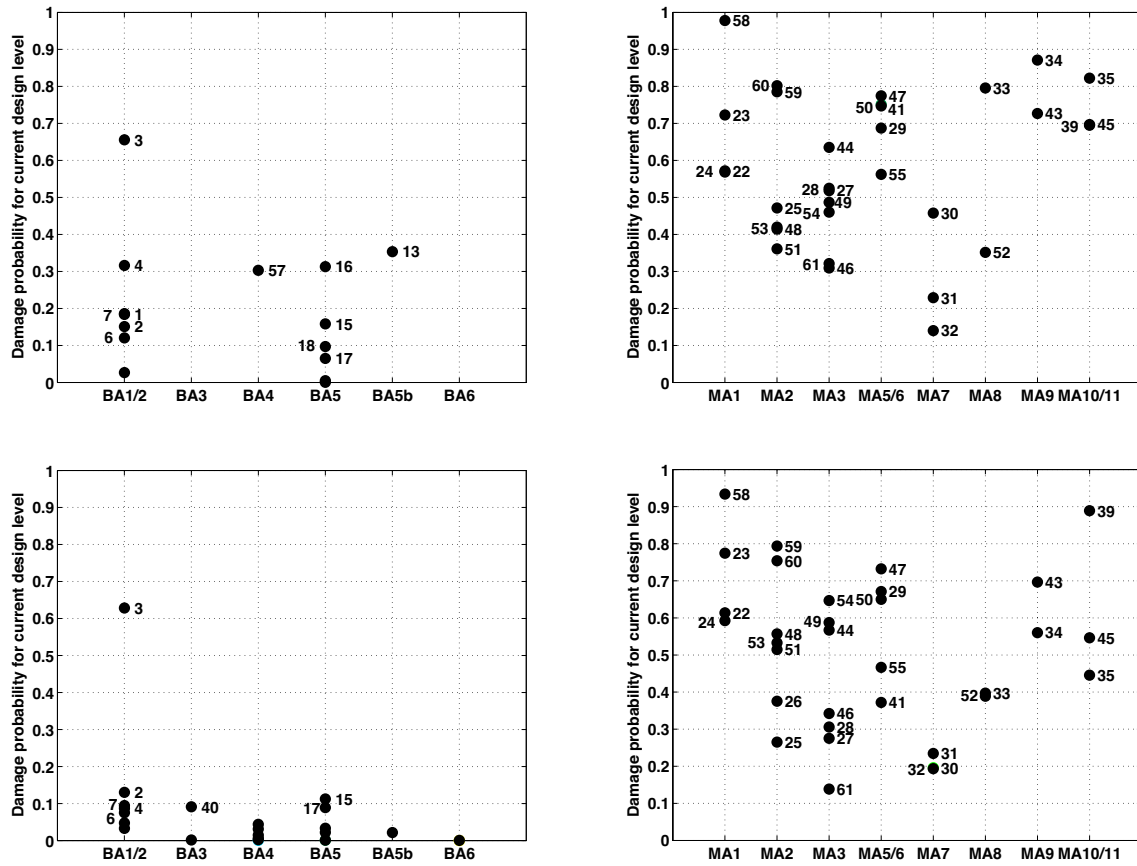
**Figure 5.22 :** Courbes de fragilité de l'état de dommage « léger » pour les 33 bâtiments en maçonnerie étudiés, classés par type de la BDT Grenoble et obtenus par la méthode 2. Les numéros correspondent à l'identifiant du bâtiment dans le tableau 4.2. Fragility curves corresponding to "slight" damage of the 33 studied masonry buildings grouped into BDT types obtained using method 2. The numbers corresponds to buildings ID in table 4.2.



**Figure 5.23 :** Courbes de fragilité de l'état de dommage « léger » pour les modèles médians représentatifs des différents types de la BDT Grenoble. En haut : méthode 1 (dynamique complète); En bas : méthode 2 (simplifiée); A gauche : types de béton armé; A droite : types de maçonnerie. Fragility curves corresponding to "slight" damage of average models representing each type of the BDT Grenoble. Top : method 1; Bottom : method 2; Left : RC types; Right : masonry types.



**Figure 5.24 :** Spectre de réponse réglementaire en déplacement (Eurocode 8) à 5% d'amortissement pour des sols de type A, B et C pour une accélération de  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$  correspondant à la région de Grenoble dans le nouveau zonage sismique de la France. Eurocode 8 displacement response spectrum for 5% damping for soil classes A, B and C and an acceleration  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$  corresponding to Grenoble area in the national annex.



**Figure 5.25 :** *Risque d'endommagement au moins « léger » des 61 bâtiments de Grenoble étudiés regroupés par types pour le niveau de dimensionnement actuellement requis ( $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$  correspondant à Grenoble dans le nouveau zonage français, spectre EC8 sol de type B pour la fréquence et l'amortissement de la structure déterminés sous vibrations ambiantes). En haut : méthode 1 ; En bas : méthode 2 ; A gauche : types de béton armé ; A droite : types de maçonnerie. Probability of an at least "Slight" damage level for 61 buildings of Grenoble grouped into types for the current required design level ( $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$ , EC8 spectrum, soil B at the frequency and damping of the building obtained under ambient vibrations). Top : method 1 ; Bottom : method 2 ; Left : RC types ; Right : masonry types.*

ment de la structure. Les paramètres modaux déterminés expérimentalement, c'est-à-dire la fréquence et l'amortissement, jouent un rôle fondamental pour la représentation de l'aléa par un spectre de réponse. Pour un bâtiment particulier, on lit sur les courbes de fragilité la probabilité d'endommagement ; pour un type de bâtiment, on peut ramener cela à la proportion de bâtiments endommagés.

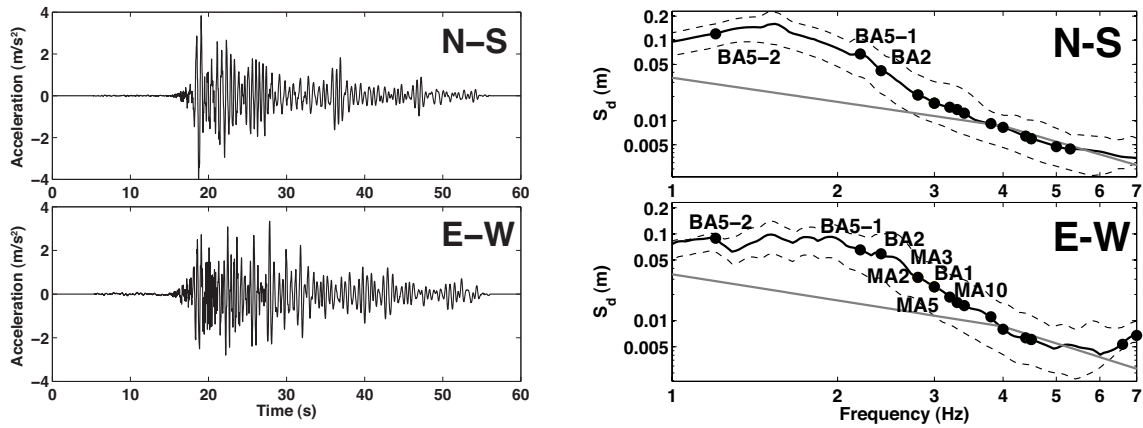
Les résultats par bâtiment sont présentés à la figure 5.25 et la figure 5.27 donne les résultats pour les modèles médians par type de bâtiment. Les résultats des méthodes 1 et 2 (fig. 5.25) sont très semblables pour les bâtiments en maçonnerie alors que l'on constate quelques différences pour le béton armé : la méthode simplifiée sous-estime le risque pour le type BA5 car elle ne prend pas en compte les modes supérieurs. Les types BA4 et BA6 n'ont pas pu être calculés par la méthode complète à cause de la faible proportion de séismes utilisés atteignant la limite d'endommagement de la structure (risque d'endommagement faible).

On constate que tous les bâtiments en maçonnerie ont une probabilité non négligeable de subir des dommages de degré 1 pour ce scénario fictif. Le type MA1 est le plus risqué (80%), la plupart des types de maçonnerie ont un risque de l'ordre de 50%, alors que les moins risqués sont les types MA6 (pierre massive bien construite, 10%), MA7 (plancher béton assez hauts, 20%) et MA11 (maison individuelle, 20%). On peut noter que ces différences ne sont pas dues à la limite en déformation inter-étage choisie car elle est la même pour tous les bâtiments en maçonnerie ( $10^{-3}$ ) mais bien au croisement d'un aléa réaliste avec les paramètres modaux expérimentaux des structures. Les bâtiments en béton présentent un risque beaucoup plus faible. Les bâtiments de type BA3, BA4, BA6 et le premier modèle BA5 (10 étages) ont un risque négligeable. Les bâtiments des types BA1, BA2 et le deuxième modèle BA5 (15 étages) présentent un risque plus élevé, entre 5 et 10%. Le bâtiment du CERMO (CM\_13, BA5b) oscille entre 10 et 30% de risque entre les deux méthodes de calcul.

#### Scénario « réaliste »

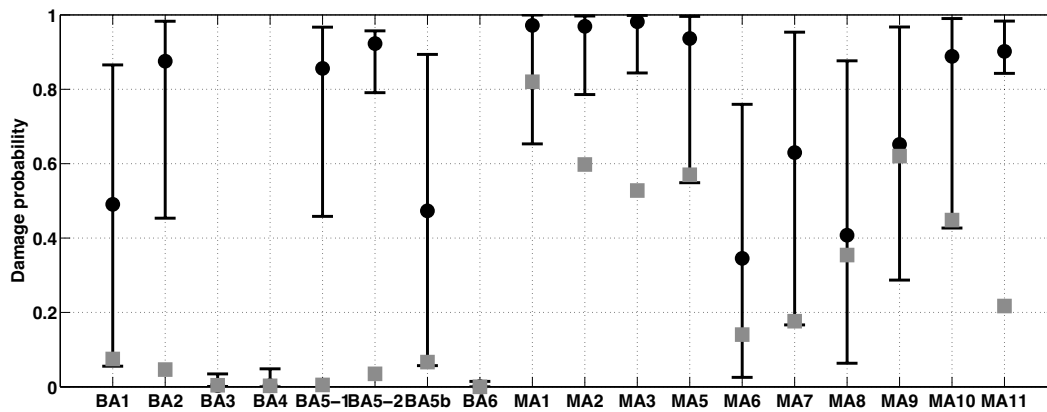
Le scénario sélectionné est celui d'un séisme de magnitude 5.5 à 15 km de Grenoble obtenu à partir de la méthode des fonctions de Green empiriques, décrite plus haut (Causse et al., 2007) (fig. 5.26). D'après Thouvenot et al. (2003), la loi de Gutenberg-Richter sur cette faille indique une récurrence de cet événement de 3000 ans environ. Cela correspond à une probabilité de 1.5% en 50 ans pour un séisme de magnitude 5.5 sur la faille considérée, à comparer avec les 10% du séisme réglementaire, d'énergie bien plus faible. L'autre différence majeure du séisme simulé est qu'il intègre les effets de site, très importants à Grenoble. Cette simulation permet également d'estimer la variabilité sur le mouvement attendu en faisant varier la fonction source. Un événement médian, ainsi que des événements médian plus ou moins un écart type sont donc utilisés. On peut noter que, comme on dispose de la forme d'onde complète, on peut soit utiliser le modèle dynamique, ce qui présente l'avantage de supprimer l'incertitude sur le mouvement de la structure (modes supérieurs) soit les courbes de fragilité ce qui permet de prendre en compte les incertitudes sur la limite en déformation.

Les résultats des taux de dommages par type de structure, issus des modèles médians, (fig. 5.27) montrent des différences notables avec le scénario issu des règles parasismiques. Tout d'abord, l'amplitude du séisme simulé est plus importante, ce qui conduit à des taux de dommages plus importants, en particulier de la maçonnerie : les types MA1, MA2, MA3, MA5, MA10 et MA11 possèdent des taux de dommage de 90% ou plus. Cependant, l'information la plus intéressante provient du béton armé : alors qu'ils étaient assez peu touchés par le « séisme » de dimensionnement, des taux de dommages très importants affectent les types BA2, BA5



**Figure 5.26 :** Traces du mouvement médian et spectres de réponse en déplacement à 5% du séisme scénario de magnitude 5.5 à 15 km de Grenoble simulé par fonctions de Green empiriques (Causse et al., 2007) dans les directions N-S et E-O. Cette simulation tient compte des effets de site. Traits continus noirs et tiretés noirs : séisme simulé médian plus ou moins un écart type. Trait continu gris : spectre Eurocode 8 (5%, sol B,  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$ ). Points noirs : fréquences des modèles médians représentant les types de la BDT Grenoble. Time history of median motion and displacement response spectrum at 5% damping of scenario earthquake of magnitude 5.5 at 15 km from Grenoble simulated using Empirical Green's Function (EGF) (Causse et al., 2007) in N-S and E-W directions. It takes into account the site effects. Solid and dashed black lines : EGF simulation plus and minus one standard deviation. Solid grey line : EC8 (5% damping, soil B,  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$ ) spectrum. Black dots : frequencies of average models representing the BDT types.

(environ 90% de bâtiments endommagés) et dans une moindre mesure BA1 et BA5b (environ 50%). Les bâtiments de type BA3, BA4 et BA6 ne sont, quant à eux, pas touchés. Cet état de fait est clairement lié à un pic en fréquence aux alentours de 1.5 – 2 Hz dans le signal simulé par fonctions de Green empiriques (fig. 5.26) et représentant la résonance d’une couche superficielle du bassin sédimentaire (effet de site). Il s’agit d’une couche d’argile reposant sur une couche sablo-graveleuse très rigide à une profondeur de 15 – 20 m déposée par l’Isère (Guéguen et al., 2007a; Guéguen et Garambois, 2007). Elle n’est pas présente dans tout le bassin à la même profondeur, ce qui est une limitation de cette étude de scénario. Pour prendre en compte cette variabilité spatiale, un microzonage est donc nécessaire, par exemple en calculant une fonction de Green empirique par zone.



**Figure 5.27 :** *Risque d’endommagement au moins « léger » des modèles médians représentant les types de la BDT Grenoble pour deux scénarios par la méthode 2 (simplifiée). Figurés gris carrés : niveau de dimensionnement actuellement requis ( $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$  à Grenoble dans le nouveau zonage français, spectre EC8 sol de type B pour la fréquence et l’amortissement de la structure déterminés sous vibrations ambiantes); Figurés noirs ronds : séisme de magnitude 5.5 à 15 km de Grenoble simulé par fonctions de Green empiriques (Causse et al., 2007), valeur médiane plus ou moins un écart type. Probability of an at least "Slight" damage level for the average BDT types for the two considered scenarios using method 2 (simplified). Grey squares : EC8, soil B,  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$  at the experimental frequency and damping of the building; Black dots : magnitude 5.5 earthquake simulated using EGF (Causse et al., 2007), median value plus and minus one standard deviation.*

#### Représentation en carte des résultats

Grâce aux itinéraires effectués par les experts dans la ville de Grenoble, la répartition statistique des différents types dans des zones homogènes définies à partir des photos aériennes a pu être déterminée (cf. § 5.1.3). Il est donc possible de représenter en carte les taux de dommage, c’est à dire la proportion de bâtiments subissant des dommages de degré au moins « léger » pour ces deux scénarios (fig. 5.28). Les types de la BDT qui n’ont pas fait l’objet d’un calcul ont été déduits des autres types : ainsi les bâtiments MA4 et MA5 ont été supposés identiques et les maisons individuelles MA11, MA12 et MA13 également. Seule la moyenne des deux modèles BA5 a été conservée. On constate qu’au regard du séisme contre lequel les règles parasismiques obligent à se protéger, la plupart de la ville est assez sûre avec des dommages légers sur moins de 30% des structures. En revanche, la Vieille Ville est particulièrement vulnérable avec près de 70% de bâtiments subissant des dommages au moins légers, ce qui laisse penser que des dommages plus importants sont à craindre, voire des victimes. Le séisme simulé de magnitude 5.5

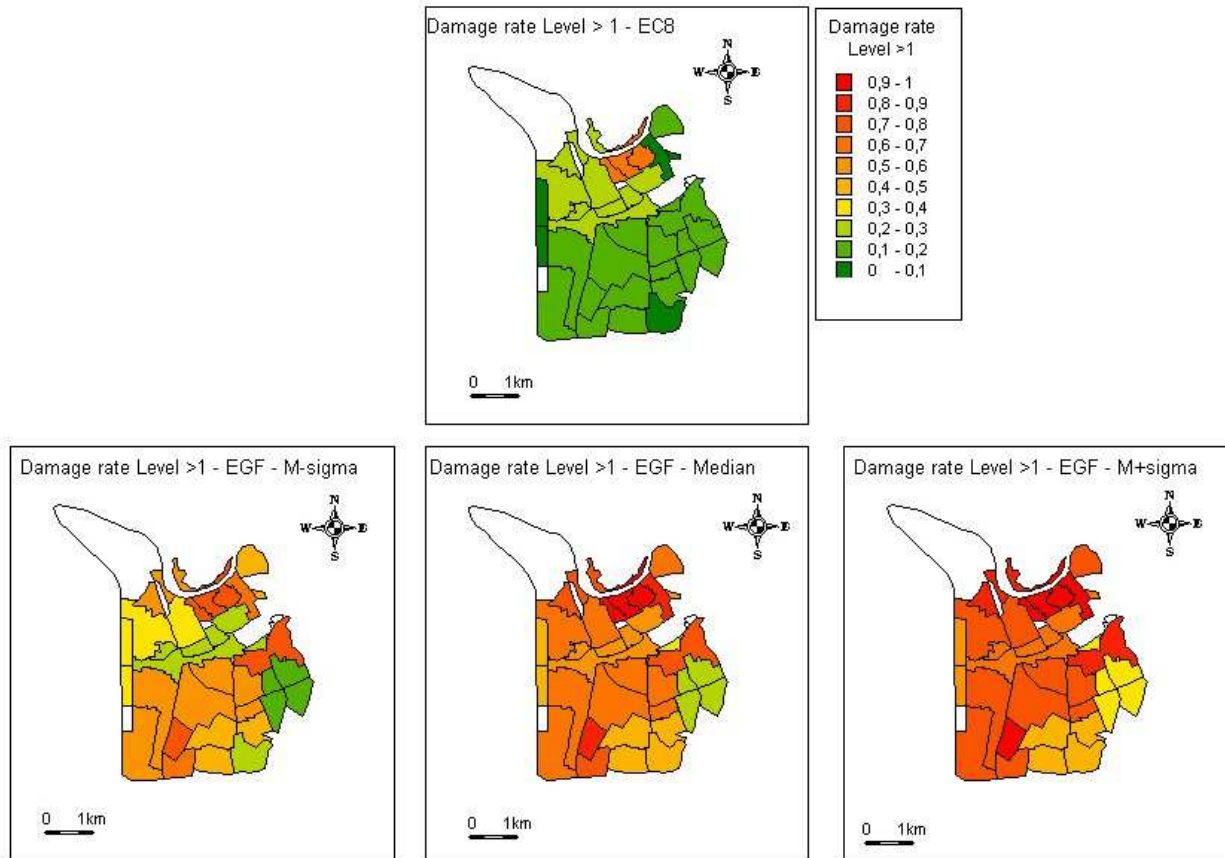
proche de Grenoble, certes d'une probabilité assez faible, aurait, quant à lui, des conséquences catastrophiques : toute la Vieille Ville subirait des dommages et la plus grande partie de la ville devrait faire face à des taux de dommage (au moins « léger ») de l'ordre de 60% à cause des effets de site qui toucheraient largement les bâtiments hauts, même assez récents.

Les incertitudes liées au mouvement sismique pour ce seul scénario déterministe sont assez grandes mais il est possible de dire si un peu, beaucoup ou la plupart des bâtiments de chaque type (selon la terminologie EMS98 (Gruenthal, 2001)) vont s'endommager. De là, on peut estimer l'intensité EMS98 de cet événement compte tenu des structures endommagées. Elle n'atteint pas VIII car peu de bâtiments du type BA6, supposés de classe D, sont endommagés mais elle est supérieure à VI car de nombreux bâtiments de classe C (bâtiments en béton armé du type BA1 à BA5) le sont. On estime donc une intensité de VII pour la ville de Grenoble. Même si le paramètre comparé est un peu différent sur la figure 5.9 (les degrés de dommage EMS et les états de performances de la FEMA sont définis différemment), la comparaison des cartes confirme cette estimation. Les deux scénarios calculés ici auraient d'ailleurs tous deux une intensité de VII. Si l'on compare le scénario issu du séisme réglementaire (spectre EC8, méthode expérimentale simplifiée, fig. 5.28) avec le séisme d'intensité VII (méthode empirique VulnéRAIp, fig. 5.9), on constate une excellente corrélation spatiale de la répartition du dommage. Cependant, ces deux calculs ne prennent pas en compte les effets de site. La comparaison avec le scénario simulé à l'aide des FGE (méthode expérimentale simplifiée, fig. 5.28) montre que la répartition du dommage change de manière substantielle. Cela montre également que l'approche proposée ici est beaucoup plus fine que les approches empiriques exposées à la partie 5.1.

### 5.3.4 Conclusion

En conclusion, nous avons proposé deux méthodes permettant de déterminer la courbe de fragilité correspondant au premier endommagement de bâtiments existants à partir des paramètres modaux (fréquences, amortissement et déformées modales) obtenus expérimentalement par enregistrement de vibrations ambiantes. La première méthode consiste en une modélisation complète prenant en compte tous les modes disponibles alors que la seconde est une formule simplifiée ne prenant en compte que le premier mode. Pour certaines structures, la prise en compte des modes supérieurs est déterminante dans le calcul de la fragilité.

Cette courbe, ainsi que la fréquence et l'amortissement expérimentaux, permettent de déterminer, pour une structure, le risque qu'elle a de subir des dommages de degré au moins 1 pour un scénario donné. L'application à Grenoble a été permise par l'enregistrement des vibrations ambiantes dans 61 bâtiments. Pour une évaluation à l'échelle de la ville, des modèles médians par type de structure ont été introduits. Il a été montré que l'essentiel de la vulnérabilité de la ville pour un séisme modéré provient des structures en maçonnerie, particulièrement celles de la Vieille Ville. Cependant, la présence d'effets de sites dus à des couches superficielles provoquerait des taux de dommages importants pour les bâtiments de 8 étages et plus, en particulier sur les Grands Boulevards et les quartiers du Sud de la ville. A la différence des bâtiments de la Vieille Ville, ces bâtiments disposent cependant sans doute d'une réserve plastique limitant leur risque de destruction. La méthode proposée est cohérente avec les méthodes empiriques



**Figure 5.28 :** Répartition des taux de dommage (proportion des bâtiments subissant des dommages au moins « léger ») dans la ville de Grenoble pour un scénario au niveau des règles parasismiques actuelles (en haut) et un scénario  $M_L = 5.5$  à 15 km simulé par fonctions de Green empiriques (en bas) pour un mouvement médian, plus ou moins un écart type. Dans le dernier scénario, les effets de site sont pris en compte. Les zones sans données sont représentées en blanc. Damage rate distribution in Grenoble City (ratio of buildings with at least "Slight" damage) for a scenario corresponding to design code (top) and  $M_L = 5.5$  at 15 km earthquake simulated using EGF (bottom) for the median motion, plus and minus a standard deviation. In this scenario, sites effects are taken into account. Zones without data are displayed in white.



mais beaucoup plus fine à la fois dans la caractérisation de la demande et de la vulnérabilité.

Les paramètres modaux déterminés expérimentalement permettent de s'affranchir d'une estimation des caractéristiques physiques des structures existantes, alors que les plans ne sont généralement pas disponibles et que la qualité initiale et le vieillissement des matériaux ne sont pas connus. La fréquence de résonance est ainsi un paramètre crucial dans l'étude de la vulnérabilité sismique. Sa détermination sous vibrations ambiantes, précise et fiable même si elle diminue légèrement lorsque la sollicitation s'amplifie, est donc quasiment indispensable pour toute étude de vulnérabilité du bâti existant tant elle est difficile à reproduire seulement par modélisation.

Dans cette méthode, il est possible de prendre en compte les incertitudes à chaque étape. Malheureusement la détermination de cette incertitude sur les paramètres modaux expérimentaux sur lesquels sont fondés le modèle modal doit faire l'objet de recherches plus approfondies. Par ailleurs, l'amortissement des structures, très variable dans le temps est une donnée essentielle mais méconnue de la dynamique des bâtiments existants.

L'estimation de la première courbe de fragilité n'est pas suffisante pour une étude du risque sismique car ce ne sont pas les dommages de degré 1 qui causent les victimes. Cependant, c'est une excellente indication des dommages attendus pour les séismes modérés, les plus probables dans le contexte français en général, et grenoblois en particulier. Cette méthode peut être le point de départ linéaire à un calcul plus approfondi introduisant le comportement non-linéaire de la structure après son premier endommagement.

# Conclusions et perspectives

Ce travail a permis de mettre en valeur des moyens alternatifs aux méthodes existantes pour l'analyse de la vulnérabilité et du risque sismique des bâtiments, de l'échelle d'un bâtiment individuel à celle de la ville dans son ensemble. En particulier, nous nous sommes concentrés sur l'utilisation d'enregistrements de vibrations ambiantes en structure pour analyser la vulnérabilité. L'étude d'enregistrements de séismes en structure (échelle du bâtiment) et l'analyse de photographies aériennes et d'autres sources de données de masse (échelle de la ville) ont également été abordées.

Les enregistrements de vibrations ambiantes permettent de déterminer les paramètres intrinsèques du comportement dynamique des structures de manière peu coûteuse et relativement rapide. Les perspectives d'évolution du matériel, notamment avec l'avènement du sans-fil, devraient généraliser ces techniques. Un dispositif d'enregistrement par vibrométrie laser à longue distance réalisé par l'ONERA a été testé conjointement avec le LGIT. Il permettrait la détermination de fréquences propres de nombreux bâtiments d'une ville en visant depuis un point fixe (du fort de la Bastille à Grenoble par exemple).

Il a été montré que du matériel adapté, des configurations d'enregistrement en trois dimensions, des durées d'enregistrement assez longues et une méthode d'analyse modale *ad hoc* étaient cependant nécessaires pour une détermination pertinente de ces paramètres pour l'étude de la vulnérabilité sismique. Ainsi, l'analyse modale par *Frequency Domain Decomposition* (Brincker et al., 2001c) a été introduite car elle est parfaitement adaptée au domaine du génie civil : elle reste assez simple à utiliser tout en décomposant réellement la réponse de la structure en modes. De nombreuses autres méthodes d'analyse modale existent, certaines plus performantes que la FDD, mais leur intérêt dans ce type d'application ne se justifie pas forcément.

L'étude de modèles de poutres permet de relier les paramètres modaux déduits de l'analyse modale (fréquences propres, amortissement et déformées modales) aux paramètres physiques gouvernant une structure et en particulier sa rigidité. C'est sa répartition qui va principalement induire des différences dans les fréquences et les déformées modales d'un bâtiment à l'autre. La rigidité des éléments horizontaux (planchers) par rapport à la structure verticale (murs, poteaux) va également induire des types de comportements différents (cisaillement ou flexion), le plus souvent combinés. Les paramètres modaux expérimentaux permettent de remonter au type de comportement et ainsi mieux caractériser les structures. Le modèle de la poutre de Timoshenko permet par exemple, à partir des rapports des premières fréquences, de déterminer le rapport des rigidités de flexion par rapport aux rigidités de cisaillement et en déduire une modélisation complète du bâtiment. Le modèle cisaillement permet, en outre, de calculer la

répartition des rigidités dans les étages à partir des déformées expérimentales et d'en déduire la présence éventuelle de défauts de rigidité.

Dans le domaine de fonctionnement linéaire, le mouvement global des structures est entièrement déterminé par les paramètres modaux que l'on peut déduire de l'analyse modale. En effet, l'intégrale dite « de Duhamel », moyennant une hypothèse sur la répartition des masses, permet un calcul analytique de la réponse d'une structure à chaque étage. Les fréquences propres sont les paramètres principaux qui vont diriger la réponse de la structure : si elles sont mal évaluées, toute modélisation, aussi complexe soit-elle, devient caduque. Ainsi, quelle que soit la méthode de modélisation choisie, le contrôle, voire le calibrage, par les fréquences déterminées sous vibrations ambiantes est incontournable dans une étude dynamique en génie civil ou génie parasismique. L'amortissement a un rôle important dans l'amplitude et la durée de la réponse d'une structure. Malheureusement, il est variable dans le temps et avec l'amplitude de la sollicitation, sans que sa répartition dans les différents éléments de la structure et du sol (interaction sol-structure) ne soit bien comprise. Les déformées modales indiquent la répartition de la charge sismique dans une structure. Elles contrôlent les déformations structurales et donc l'apparition de l'endommagement.

La validité d'un modèle expérimental de structure issu de paramètres modaux constants (modèle linéaire) possède des limitations. Dans le domaine de comportement élastique, une baisse logarithmique de pente assez faible de la fréquence avec l'amplitude du mouvement de la structure a été constatée. Pour l'Hôtel de Ville de Grenoble, une baisse de 3% sur deux ordres de grandeur d'amplitude du mouvement a été relevée. Lors du passage dans le domaine plastique, une baisse beaucoup plus marquée peut avoir lieu, résultant de l'endommagement de la structure. Il a été conclu que les paramètres modaux déterminés sous vibrations ambiantes étaient pertinents jusqu'au premier endommagement.

Ces constatations ont permis de proposer un modèle modal linéaire, uniquement fondé sur les paramètres estimés par analyse modale des enregistrements *in situ*. Ce modèle donne la réponse de chaque étage à une sollicitation sismique donnée. Il manque une évaluation de ses incertitudes de manière à pouvoir les propager sur la vulnérabilité. Le premier endommagement est déterminé à partir de la déformation inter-étage maximum dont le seuil a été fixé pour différents types de bâtiments à partir des travaux de la FEMA (2003). Ce critère pourrait être affiné et les limites mises à jour à partir de données plus récentes. Ce modèle a été validé à l'Hôtel de Ville à partir des enregistrements de séismes disponibles ainsi que dans une structure de Grenoble soumise au mouvement produit par la démolition d'un pont à proximité.

Grâce au modèle modal, un lien avec la vulnérabilité a été dressé : le calcul d'un grand nombre de séismes de scénario pour un bâtiment donné permet de calculer la première courbe de fragilité d'un bâtiment, c'est-à-dire la probabilité qu'il subisse des dommages au moins « légers » pour une amplitude de sollicitation donnée. Une méthode simplifiée de calcul de cette courbe, fondée sur le premier mode seulement, a été également proposée. Cette courbe permet de déterminer la probabilité qu'une structure particulière a de s'endommager pour un scénario donné. Si la courbe a été déterminée pour un type de bâtiment, elle permet alors de calculer la proportion de bâtiments de ce type endommagés pour cette sollicitation, ce qui permet de faire le lien avec l'échelle de la ville. Pour le calcul des courbes de fragilité associées aux niveaux de dommage suivants, il faudrait coupler cette méthode avec un calcul non-linéaire.

Les courbes suivantes permettraient notamment de faire le lien avec les aspects économiques et humanitaires du risque sismique. Ce calcul passe par l'étude de l'évolution des paramètres modaux sous mouvements forts (enregistrements en structure par des réseaux permanents, études en laboratoire...). En particulier des recherches sont nécessaires pour aboutir à une compréhension quantifiée de l'amortissement dans les structures.

Cette méthodologie a été appliquée à Grenoble où 61 bâtiments de types variés ont été l'objet d'enregistrements de vibrations ambiantes. Des modèles modaux pour chaque bâtiment ont été réalisés ainsi que des modèles médians pour chaque type. Les courbes de fragilité correspondantes ont été développées. Le risque sismique a ainsi pu être calculé pour deux scénarios : l'un correspondant au niveau demandé par les règles parasismiques, l'autre issu d'une simulation par Fonctions de Green Empiriques d'un séisme de magnitude 5.5 à 15 km de la ville. La probabilité de dommage pour chaque bâtiment instrumenté et les taux de dommage (dommage au moins « léger ») pour chaque type ont donc été calculés.

A l'échelle de la ville, la méthode VulnéRAIp (Guéguen et al., 2007b) a été appliquée à partir de sources de données variées : itinéraires d'experts, questionnaires envoyés à la population. D'autres sources de données comme le recensement de la population de l'INSEE et les photos aériennes ont été explorées pour permettre une évaluation rapide de la vulnérabilité à grande échelle (ville, département, région...). Ces dernières ont, en particulier, permis d'isoler les zones de bâti homogène dans la ville. Elles pourraient également être utilisées pour une évaluation post-sismique rapide. Les résultats de cette étude sont des cartes de dommage moyen, mais également des cartes de taux de dommages, dans chaque zone pour un séisme d'intensité macrosismique donnée.

La comparaison entre cette méthode empirique et la méthode expérimentale (issue des paramètres modaux expérimentaux) a pu être réalisée grâce à la donnée de la répartition des types dans la ville obtenue grâce aux itinéraires des experts. Les scénarios testés sont tous deux d'intensité VII, la méthode expérimentale étant beaucoup plus fine que la méthode empirique tant du point de vue de la prise en compte de l'aléa que de celle de la vulnérabilité.

Les résultats pour la ville de Grenoble sont une vulnérabilité nettement plus forte de la Vieille Ville, qui subirait des taux de dommage très élevés pour les scénarios testés, ce qui est également montré par la méthode empirique. Par ailleurs, les immeubles de plus de 8 étages des quartiers de l'expansion et des Grands Boulevards présentent un risque accru en raison d'un effet de site marqué autour de 1.5 – 2 Hz dans la fonction de Green empirique. Cependant, la répartition géographique de cet effet de site devrait être affinée par le calcul du mouvement sismique en plusieurs points de la ville car il est dû à une résonance superficielle très variable.



# Bibliographie

- AFPS. Le séisme d'Epagny (Haute-Savoie) du 15 juillet 1996. Rapport Technique 128 p., 1996.
- H. Afra. *Identification du comportement sismique de bâtiments à partir de leurs réponses accélérométriques*. Thèse de Doctorat, UJF Grenoble, 1991.
- A. Aldea, Demetriu S., Albota E., et T. Kashima. Instrumental response of buildings. Studies within JICA project in Romania. In *International Symposium on Seismic Risk Reduction (ISSRR)*, number 6, pages 157–170, Bucharest, Romania, 2007.
- J. L. Alford et G.W. Housner. A dynamic test of a four-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 43(1) :7–16, January 1953.
- R.-J. Allemang. Vibrations : Experimental Modal Analysis, Course Notes. Structural Dynamics Research Laboratory, University of Cincinnati (Ohio), 1999.
- R.-J. Allemang et D.-L. Brown. A correlation coefficient for modal vector analysis. In *1st International Modal Analysis conference (IMAC)*, Orlando, Florida, 1982.
- A. Alvandi et C. Crémona. Assessment of vibration-based damage identification techniques. *Journal of Sound and Vibration*, 292 :179–202, 2006.
- P. Argoul et T.-P. Le. Instantaneous indicators of structural behaviour based on the continuous Cauchy Wavelet analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(1) :243–250, 2003.
- A. Arias et R. Husid. Empirical formula for the computation of natural periods of reinforced concrete buildings with shear walls. *Reinsta del IDIEM, Univ. of Chile, Santiago, Chile*, 1(1), March 1962.
- K. Atakan. Site Effects Assessment Using Ambient Excitations (SESAME). WP 2 : Controlled instrumental specifications. Technical report, 2002.
- F. Auger, P. Flandrin, P. Goncalvès, et O. Lemoine. *Time-Frequency Toolbox for use with Matlab - Reference guide*. CNRS GdR Information, Image, Signal Vision (ISIS), 1995a.
- F. Auger, P. Flandrin, P. Goncalvès, et O. Lemoine. *Time-Frequency Toolbox for use with Matlab - Tutorial*. CNRS GdR Information, Image, Signal Vision (ISIS), 1995b.
- H. Bachmann. *Vibration problems in structures*. Birkhäuser, 1996.
- E. Balmès. Modèles expérimentaux complets et modèles analytiques réduits en dynamique des structures. Mémoire d'habilitation à diriger les recherches, Avril 1997.
- P.Y. Bard. The importance of rocking in building motion : an experimental evidence. In *9th World Conference of Earthquake Engineering (WCEE)*, volume 8, pages 333–338, August 1988.
- P.Y. Bard, H. Afra, et P. Argoul. *Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics*, chapter IV-6 Dynamic behaviour of buildings : experimental results from strong motion data, pages 441–478. French Association for Earthquake Engineering, 1992.

- R.T. Beck. Fundamental problems in the application of structural identification procedures to damage detection. Technical Report EERL 91-03, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1991.
- J.S. Bendat et A.G. Piersol. *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis*. John Wiley and Sons, New York, second edition, 1993.
- D. Benedetti et V. Petrini. On seismic vulnerability of masonry buildings : proposal of an evaluation procedure. *L'Industria delle Costruzioni*, 18 :66–78, 1984.
- F. Benedettini, R. Alaggio, et P. Manetta. Arch bridges in provincia di Teramo : tests, identification and numerical models. In *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, pages 225–236, Copenhagen, Denmark, April 2005.
- J. A. Blume. A machine for setting structures and ground into forced vibrations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 25(4) :361–379, October 1935.
- J. A. Blume. Response of highrise buildings to ground motion from underground nuclear detonations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 59(6) :2343–2370, December 1969.
- J. A. Blume. Highrise building characteristics and responses determined from nuclear seismology. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 62(2) :519–540, April 1972.
- S. Bonnefoy-Claudet. *Nature du bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site*. Thèse de Doctorat, UJF Grenoble, 2004.
- S. Bonnefoy-Claudet, F. Cotton, et P.Y. Bard. The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies. A literature review. *Earth Science Review*, 79 :205–227, 2006.
- C. Boutin et P. Roussillon. Assessment of the urbanization effect on seismic response. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(1) :251–268, February 2004.
- C. Boutin, S. Hans, et E. Ibraïm. Pour une approche expérimentale de la vulnérabilité sismique. *Revue Française de Génie Civil*, 4(6) :683–714, 2000.
- C. Boutin, S. Hans, E. Ibraïm, et P. Roussillon. In Situ experiments and seismic analysis of existing buildings - Part II : Seismic integrity threshold. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12) :1531–1546, 2005.
- S. C. Bradford, J. F. Clinton, J. Favela, et T. H. Heaton. Results of Millikan Library forced vibration testing. Technical Report EERL 2004-03, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 2004.
- R. Brincker, P. Andersen, et R. Cantieni. Identification and level 1 damage detection of the Z24 highway bridge by frequency domain decomposition. *Experimental Techniques*, 25(6), 2001a.
- R. Brincker, C. Ventura, et P. Andersen. Damping estimation by Frequency Domain Decomposition. In *19th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, pages 698–703, Kissimmee, Florida, 2001b.
- R. Brincker, L. Zhang, et P. Andersen. Modal identification of output only systems using Frequency Domain Decomposition. *Smart Materials and Structures*, 10 :441–445, 2001c.
- R. Brincker, C. Ventura, et P. Andersen. Why output-only modal testing is a desirable tool for a wide range of practical applications. In *21st International Modal Analysis Conference (IMAC)*, Kissimmee, Florida, 2003.
- J. Brownjohn. Republic Plaza ambient vibration study. Technical report, University of Sheffield, 1996.
- M. Brun. *Contribution à l'étude des effets endommageants des séismes proches et lointains sur les voiles en béton armé : approche simplifiée couplant la dégradation des caractéristiques dynamiques avec un indicateur de dommage*. Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 2002.

- P. Byerly, J. Hester, et K. Marshall. The natural periods of vibration of some tall buildings in San Francisco. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 21(4) :268–276, 1931.
- R. Cantieni. Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. In *2nd Workshop : Problemi di vibrazioni nelle strutture civili e nelle costruzioni meccaniche*, Perugia, Italy, Giugno 2004.
- D. S. Carder. Observed vibrations of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 26(3) :245–277, 1936a.
- D. S. Carder. *Earthquake investigations in California, 1934-1935*, chapter 5 Vibration observations, pages 49–106. Number Spec. Publ. n°201. U.S. Coast and Geodetic Survey, 1936b.
- D. S. Carder. Observed vibrations of steel water towers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 26(1) :69–81, January 1936c.
- D. S. Carder. Observed vibrations of bridges. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 27(4) :267–289, October 1937.
- M. Causse, F. Cotton, C. Cornou, et P.Y. Bard. Calibrating median and uncertainty estimates for a practical use of Empirical Green's Function technique. *Bulletin of the Seismological Society of America*, en révision, 2007.
- M. Celebi. Comparison of damping in buildings under low amplitude and strong motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59 :309–323, 1996.
- M. Celebi. Before and after retrofit - response of a building during ambient and strong motions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 77 and 78 :259–268, 1998.
- M. Celebi et E. Safak. Seismic response of Transamerica building. I : Data and preliminary analysis. *Journal of Structural Engineering*, 117(8), August 1991.
- M. Celebi, L. T. Phan, et R. D. Marshall. Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low-amplitude motions. *The Structural Design of Tall Buildings*, 2(1) :1–15, March 1993.
- J.L. Châtelain, P. Guéguen, B. Guillier, J. Fréchet, F. Bondoux, J. Sarrault, P. Sulpice, et J.M. Neuville. Cityshark : A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (microtremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters*, 71(6) :698–703, 2000.
- H. L. Chen, C. C. Spyrakos, et Venkatesh G. Evaluating structural deterioration by dynamic response. *Journal of Structural Engineering*, 121(8) :1197–1204, August 1995.
- J. Ching et J. L. Beck. Two-step bayesian structural health monitoring approach for IASC-ASCE phase II simulated and experimental benchmark studies. Technical Report EERL 2003-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 2003.
- R. W. Clayton et R. Wiggins. Source shape estimation and deconvolution of teleseismic body waves. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, 47 :151–177, 1976.
- J. Clinton. *Modern Digital Seismology - Instrumentation and Small Amplitude Studies in the Engineering World*. PhD thesis, California Institute of Technology, 2004.
- J. F. Clinton, S. C. Bradford, T. H. Heaton, et J. Favela. The observed wander of the natural frequencies in a structure. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(1) :237–257, 2006.
- R.W. Clough et J. Penzien. *Dynamics of Structures*. Mc Graw-Hill, 1993.
- A. Coburn, R. Spence, et A. Pomonis. Factors determining human casualty levels in earthquakes : mortality prediction in building collapse. In *10th World Conference of Earthquake Engineering (WCEE)*, Madrid, Spain, July 1992.



- D. Combescure, P. Guéguen, et B. Lebrun. Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble. Rapport technique, Association Française de Génie Parasismique (AFPS), 2005.
- R. Crawford et H. S. Ward. Determination of the natural periods of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 54(6) :1743–1756, December 1964.
- C. Crémona. Détection et localisation d'endommagements - l'apport de l'évaluation dynamique des structures. *Recherche et Innovation*, 7 :89–100, 2003.
- A. Cunha et E. Caetano. From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures. In *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, pages 11–27, Copenhagen, Denmark, April 2005.
- G. R. Darbre et J. Proulx. Continuous ambient vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 :475–480, 2002.
- G. R. Darbre, de Smet C. A. M., et Kraemer C. Natural frequencies measured from ambient vibration response of the arch dam of Mauvoisin. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29 :577–586, 2000.
- C. Davison. Fusakichi Omori and his work on earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 14(4) :240–255, 1924.
- A. Dazio. Introduction to earthquake engineering. ESC Training Course - ETH Zürich, September 2006.
- G. DeRoeck, A. Teughels, et E. Reynders. Damage identification of civil engineering structures based on operational modal data. In *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, Copenhagen, Denmark, April 2005.
- J. Douglas, P. Guéguen, E. Chaljub, F. Cotton, P. Suhadolc, G. Costa, D. Faeh, E. Spühler, A. Gosar, E. Priolo, C. Barnaba, R. Paolucci, C. Cauzzi, et C. Eva. Dissemination of Alpine accelerometric data. In *Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG2006)*, volume 1, pages 165–173, 2006.
- F. Dunand. *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique*. in french, UJF Grenoble, 2005.
- F. Dunand, P.Y. Bard, A.-M. Duval, P. Guéguen, et S. Vidal. Préiodes et amortissements des bâtiments niçois à partir d'enregistrements de bruit de fond. In *VI Colloque National AFPS*, volume 1, pages 291–298, Ecole Polytechnique, Paris, Juillet 2003a. Association Française de Génie Parasismique.
- F. Dunand, P.Y. Bard, P. Guéguen, J.-L. Chatelain, B. Pilot, et T. Vassail. Auscultation dynamique de bâtiments : comparaisons séismes-bruit de fond et avant-après travaux. In *VI Colloque National AFPS*, volume 2, pages 145–152, Ecole Polytechnique, Paris, Juillet 2003b. Association Française de Génie Parasismique.
- F. Dunand, Y. Ait Meziane, P. Guéguen, J.-L. Chatelain, B. Guillier, R. Ben Salem, M. Hadid, M. Hellel, A. Kiboua, N. Laouami, D. Machane, N. Mezouer, A. Nour, E.H. Oubaiche, et A. Remas. Utilisation du bruit de fond pour l'analyse des dommages des bâtiments de Boumerdes suite au séisme du 21 mai 2003. *Mém. Serv. Géol. Alg.*, 12(177-191), 2004. in French.
- F. Dunand, P. Guéguen, P.Y. Bard, J. Rodgers, et M. Celebi. Comparison of the dynamic parameters extracted from weak, moderate and strong building motion. In *1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology*, number 1021, Geneva, Switzerland, September 2006.
- T. Eagar et C. Musso. Why did the World Trade Center collapse ? Science, engineering and speculation. *JOM, The Journal of the Minerals, Metals and Materials Society*, pages 8–11, December 2001.
- M. Farsi. *Identification des structures de Génie Civil à partir de leur réponse vibratoire. Vulnérabilité du bâti existant*. Thèse de Doctorat, UJF Grenoble, Décembre 1996.

- M. Farsi et P.Y. Bard. Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble. *Revue Française de Génie Civil*, 8(2) :149–179, Mars 2004.
- FEMA. *Rapid Visual Screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook (FEMA154)*. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., March 2002.
- FEMA. *Rapid Visual Screening of buildings for potential seismic hazards : Supporting documentation (FEMA155)*. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., September 1988.
- FEMA. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). Technical Report November, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- FEMA. *HAZUS Earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1999.
- FEMA. *HAZUS-MH MR1 Advanced Engineering Building Module*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2003.
- D. A. Foutch. A study of the vibrational characteristics of two multistory buildings. Technical Report EERL 76-03, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1976.
- D. A. Foutch, G.W. Housner, et P.C. Jennings. Dynamic responses of six multistory buildings during the San Fernando earthquake. Technical Report EERL 75-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1975.
- C. Gentile. Operational modal analysis and assessment of historical structures. In *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, pages 213–224, Copenhagen, Denmark, April 2005.
- C. Gentile et F. Martinez Y Cabrera. Dynamic performance of twin curved cable-stayed bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33 :15–34, 2004.
- C. Gentile et F. Martinez Y Cabrera. Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26 :41–59, 1997.
- GNDT. *Istruzioni per la Compilazione de lla Sceda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici*. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Regione Emilia Romagna y Regione Toscana, Italy, 1986. in Italian.
- R. K. Goel et A. K. Chopra. Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering*, pages 426–433, April 1998.
- G. Gruenthal, editor. *European Macroseismic Scale 1998*, volume 19. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 2001.
- P. Guéguen. *Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l'Interaction Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville*. Thèse de Doctorat, UJF Grenoble, October 2000.
- P. Guéguen. Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une ville Rhône Alpine - Application à Grenoble. Rapport technique, Conseil Régional Rhône-Alpes, 2004.
- P. Guéguen et P.Y. Bard. Soil-structure and soil-structure-soil interaction : experimental evidence at the Volvi test site. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(5) :657–693, September 2005.
- P. Guéguen et S. Garambois. Correlation of the 2-10Hz H/V noise spectral ratio resonance with geotechnical and geophysical surveys for seismic response of sediments. *submitted to the Bulletin of the Seismological Society of America*, 2007.
- P. Guéguen et T. Vassail. VULNERALP - Typologie de l'agglomération grenobloise. Rapport technique, Conseil Régional Rhône-Alpes, Février 2004.

- P. Guéguen, P.Y. Bard, et C. Sousa Oliveira. Experimental and numerical analysis of soil motions caused by free vibrations of a building model. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90(6) :1464–1479, 2000.
- P. Guéguen, K. Négulescu, C. Michel, R. Rey, et T. Vassail. Sismo-DT : Représentation des enjeux d'un séisme - Vulnérabilités publiques de l'agglomération grenobloise. Thème 3 : Evaluation de la vulnérabilité. Rapport technique, LGIT Grenoble, 2006.
- P. Guéguen, C. Cornou, S. Garambois, et J. Banton. On the limitation of the H/V spectral ratio using seismic noise as an exploration tool : application to the grenoble valley, a small apex ratio basin. *Pure and Applied Geophysics*, 164(1) :115–134, January 2007a.
- P. Guéguen, C. Michel, et L. Le Corre. A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions : application to Grenoble (France). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(3) :467–490, August 2007b.
- S. Hans. *Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation - Contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique*. Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 2002.
- S. Hans, C. Boutin, E. Ibraim, et P. Roussillon. In Situ experiments and seismic analysis of existing buildings - Part I : Experimental investigations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12) :1513–1529, 2005.
- T. Hisada et K. Nakagawa. Vibration tests of various types of building structures up to failure. In *1st World Conference of Earthquake Engineering (WCEE)*, Berkeley, 1956. Earthquake Engineering Research Institute and University of California.
- G.W. Housner et A. G. Brady. Natural periods of vibration of buildings. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 89 :31–65, August 1963.
- D. E. Hudson. A new vibration exciter for dynamic test of full scale structures. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1961.
- D. E. Hudson. Synchronized vibration generators for dynamic tests of full-scale structures. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1962.
- D. E. Hudson. Dynamic tests of full scale structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, pages 1141–1157, December 1977.
- D. E. Hudson et G.W. Housner. Vibration tests of a steel-frame building. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1954.
- D. E. Hudson, J. L. Alford, et G.W. Housner. Reponse of a structure to an explosive-generated ground shock. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1952.
- D. E. Hudson, W.O. Keightley, et N.N. Nielsen. A new method for the measurement of the natural period of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 54 :233–241, 1964.
- H. Iemura et P.C. Jennings. Hysteretic response of a nine-story reinforced concrete building during the San Fernando earthquake. Technical Report EERL 73-07, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1973.
- Y. Irie et K. Nakamura. Dynamic characteristics of a RC building of five stories based on microtremor measurements and earthquake observations. In *12th World Conference of Earthquake Engineering (WCEE)*, Auckland, Australia, 2000.
- M. Ishimoto et R. Takahasi. Mesures des mouvements d'un bâtiment dans des conditions tranquilles. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 7(1) :175–184, 1929.

- S.S. Ivanovic, M.D. Trifunac, E.I. Novikova, A.A. Gladkov, et M.I. Todorovska. Ambient vibration tests of a seven-story reinforced concrete building in Van Nuys, California, damaged by the 1994 Northridge earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19 :391–411, 2000a.
- S.S. Ivanovic, M.D. Trifunac, et M.I. Todorovska. Ambient vibration tests of structures - a review. *Indian Society Journal of Earthquake Technology*, 37(4) :165–197, December 2000b.
- N.-J. Jacobsen, P. Andersen, et R. Brincker. Using enhanced frequency domain decomposition as a robust technique to harmonic excitation in operational modal analysis. In *International Conference on Noise and Vibration Engineering (ISMA)*, Leuven, Belgium, 2006.
- P. C. Jennings. Distant motion from a building vibration test. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(6) :2037–2043, December 1970.
- P. C. Jennings et J.H. Kuroiwa. Vibration and soil-structure interaction tests of a nine-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(3) :891–916, June 1968.
- P.C. Jennings, R.B. Matthiesen, et J. Brent Hoerner. Forced vibration of a 22-story steel frame building. Technical Report EERL-71-01, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, 1971.
- D. Jongmans et A. Plumier. Etude pilote du risque sismique sur une partie de la ville de Liège (4 km<sup>2</sup>). Rapport technique, Université de Liège, 2000.
- K. Kanai. A method of determining the stiffness of each storey of a n-storied building. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, pages 161–163, 1950.
- K. Kanai et T. Tanaka. Vibration test of actual reinforced concrete building. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 29(4) :617–626, 1951.
- K. Kanai et S. Yoshizawa. On the damping of vibration of actual buildings I. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 30(2) :121–126, 1952.
- K. Kanai et S. Yoshizawa. On the period and the damping of vibration in actual buildings. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 39(3) :477–489, 1961.
- K. Kanai, T. Tanaka, et T. Suzuki. Vibration experiments with the actual buildings. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 27(1-4) :91–95, 1949.
- W.O. Keightley. Vibration tests of structures. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1963.
- W.O. Keightley. A dynamic investigation of Bouquet Canyon Dam. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1964.
- W.O. Keightley, G.W. Housner, et D. E. Hudson. Vibration tests of the Encino dam intake tower. Technical report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1961.
- M. D. Kohler, P. M. Davis, et E. Safak. Earthquake and ambient vibration monitoring of the steel-frame UCLA Factor Building. *Earthquake Spectra*, 21(3) :715–736, 2005.
- M. D. Kohler, T. H. Heaton, et S. C. Bradford. Propagating waves in the steel, moment-frame factor building recorded during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(4) :1334–1345, August 2007.
- K. Konno et T. Ohmachi. Ground motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1) :228–241, February 1998.

- S.L. Kramer. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, 1996.
- L. Krstevska et L. Taskov. In Situ testing of building structures : methodology and practical applications - IZIIS experience. In *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, pages 329–336, Copenhagen, Denmark, April 2005.
- D. Lagab et A. Chaker. Etude des périodes des bâtiments contreventés par voiles par essais dynamiques sous vibrations ambiantes. In *Conf. Int. Bâtiments à Murs Porteurs en Béton en Zone Sismique*, pages 122–133, Paris, June 1991.
- S. Lagomarsino et S. Giovinazzi. Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4 :415–443, 2006.
- K. Lang. *Seismic vulnerability of existing buildings*. PhD thesis, ETH Zurich, February 2002.
- T.-P. Le et P. Argoul. Continuous wavelet transform for modal identification using free decay response. *Journal of Sound and Vibration*, 277 :73–100, 2004.
- B. Lebrun, D. Hatzfeld, et P.Y. Bard. A site effect study in urban area : experimental results in Grenoble (France). *Pure and Applied Geophysics*, 158 :2543–2557, 2001.
- L.-H. Lee, K.-K. Chang, et Y.-S. Chun. Experimental formula for the fundamental period of RC buildings with shear-wall dominant systems. *The Structural Design of Tall Buildings*, 9 :295–307, 2000.
- L. Ljung. *System Identification Theory for the user*. Prentice Hall, 1999.
- J. E. Luco, M.D. Trifunac, et H. L. Wong. On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(6) :1961–1983, December 1987.
- Y. Ma. *Modélisation sous séisme d’une structure en béton armé : Application à l’Hôtel de Ville de Grenoble*. Mémoire de DEA, INP Grenoble, 2004.
- J. Maeck, B. Peeters, et G. De Roeck. Damage identification on the z24 bridge using ambient vibration monitoring. *Smart Materials and Structures*, 10 :512–517, 2001.
- N.M.M. Maia et J.M.M. Silva. *Theoretical and experimental modal analysis*. Research Studies Press, Taunton, Somerset, England, 1998.
- Maison de l’architecture Rhône-Alpes. Patrimoine du XXe siècle en Rhône-Alpes, 2007. URL <http://www.architecturerhonealpes.com/>.
- Signal Processing Toolbox For Use with MATLAB*. The Mathworks, July 2002.
- G. McVerry et J. L. Beck. Structural identification of JPL building 180 using optimally synchronized earthquake records. Technical Report EERL 83-01, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1983.
- R. Meli, E. Faccioli, D. Murià-Vila, R. Quaas, et R. Paolucci. A study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(1) :89–111, 1998.
- C. Michel. *Analyse de vulnérabilité sismique à grande échelle : Application à Grenoble*. Mémoire de DEA, UJF Grenoble, 2004.
- C. Michel et P. Guéguen. Full-scale dynamic behaviour of a RC-building under low to moderate seismic motions : 1-year recordings in Grenoble City Hall (France). *in rev. in the Bulletin of the Seismological Society of America*, 2007.
- C. Michel, P. Guéguen, et P.Y. Bard. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements : An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. *in press in Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2007.

- M. Mucciarelli, A. Masi, M. R. Gallipoli, P. Harabaglia, M. Vona, F. Ponso, et M. Dolce. Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(5) :1943–1953, October 2004.
- H. Nasser. *Surveillance vibratoire de structures mécaniques sous contraintes thermiques*. Thèse de Doctorat, Université de Rennes I, Novembre 2006.
- P.-A. Nazé, D. Combescure, M. Bouchon, P. Mouroux, J. Betbeder-Matibet, W. Jalil, et J.-P. Walter. Méthodes en déplacement : Principe - Codification - Application. Rapport Technique 26, Association Française de Génie Parasismique (AFPS), 2006.
- S.A. Neild, P.D. McFadden, et M.S. Williams. A review of time-frequency methods for structural vibration analysis. *Engineering Structures*, 25 :713–728, 2003.
- N.N. Nielsen. *Dynamic response of multistory buildings*. PhD thesis, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1964.
- F. Omori. The semi-destructive earthquake of April 26, 1922. *Seismological Notes (Imperial Earthquake Investigation Committee)*, 3 :1–30, 1922.
- T. Onur, C. Ventura, et W.-D. Liam Finn. Regional seismic risk in British Columbia - damage and loss distribution in Victoria and Vancouver. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32 :361–371, 2005.
- S. Otani. Seismic vulnerability assessment methods for buildings in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 2(2) :47–56, 2000.
- T.-C. Pan, J. Brownjohn, et X.-T. You. Correlating measured and simulated dynamic responses of a tall building to long-distance earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33 :611–632, 2004.
- J. Paquet. Etude expérimentale du comportement dynamique des structures. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, (345) :129–151, Décembre 1976.
- J.F. Parent. *Grenoble, deux siècles d'urbanisme*. Presse Universitaire de Grenoble, 1982.
- B. Peeters. *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*. PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2000.
- B. Peeters et G. De Roeck. Stochastic system identification for operational modal analysis : a review. *Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control*, 123 :659–667, 2001.
- B. Peeters et C. Ventura. Comparative study of modal analysis techniques for bridge dynamic characteristics. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17(5) :965–988, 2003.
- B. Peeters, J. Maeck, et G. De Roeck. Vibration-based damage detection in civil engineering : excitation sources and temperature effects. *Smart Materials and Structures*, 10 :518–527, 2001.
- M. Prevosto. *Algorithmes d'identification des caractéristiques vibratoires de structures mécaniques complexes*. Thèse de Doctorat, Université de Rennes I, Mars 1982.
- J. Proulx et G. R. Darbre. A comparison of recorded and computed earthquake motions of large concrete dams. In *1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology*, number 627, Geneva, Switzerland, September 2006.
- DTU Règles PS92. *Règles de construction parasismique*, 1995. in French.
- Risk-UE. *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. WP1 : European distinctive features, inventory database and typology*. European Project, 2001.
- Risk-UE. *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. WP4 : Vulnerability of current buildings*. European Project, 2003.

- A. Roca, X. Goula, T. Susagna, J. Chavez, M. Gonzalez, et E. Reinoso. A simplified method for vulnerability assessment of dwelling buildings and estimation of damage scenarios in Catalonia, Spain. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(2) :141–158, 2006.
- E. Safak et M. Celebi. Analyses of recorded responses of two high-rise buildings during the Loma Prieta earthquake of October 1989. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 81(5) :2087–2110, October 1991.
- E. Safak et K. Hudnut. Real-time structural monitoring and damage detection by acceleration and GPS sensors. In *8th US National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, April 2006.
- H.G. Salane et J.W. Baldwin. Identification of modal properties of bridges. *Journal of Structural Engineering*, 116(7) :2008–2021, 1990.
- H. Satake, N. and Yokota. Evaluation of vibration properties of high-rise steel buildings using data of vibration tests and earthquake observations. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59 :265–282, 1996.
- C. Y. Shih, Y.G. Tsuei, R.-J. Allemang, et D.-L. Brown. Complex mode indication function and its application to spatial domain parameter estimation. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2(4) :367–377, 1988.
- R. Snieder et E. Safak. Extracting the building response using seismic interferometry : theory and application to the Millikan Library in Pasadena, California. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(2) : 586–598, April 2006.
- L. Stehly, M. Campillo, et N. Shapiro. A study of the seismic noise from its long-range correlation properties. *Journal of Geophysical Research*, 111(B10306), 2006. doi : 10.1029/2005JB004237.
- T. Tanaka, S. Yoshizawa, Y. Osawa, et T. Morishita. Period and damping of vibration in actual buildings during earthquakes. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo*, 47(6) :1073–1092, 1969.
- A. Teughels. *Inverse Modeling of Civil Engineering Structures based on Operational Modal Data*. PhD thesis, Katholieke Universiteit of Leuven, December 2003.
- F. Thouvenot, J. Fréchet, L. Jenatton, et J.-F. Gamond. The Belledonne Border Fault : identification of an active seismic strike-slip fault in the Western Alps. *Geophysical Journal International*, 155 :174–192, 2003.
- M.I. Todorovska et M.D. Trifunac. Earthquake damage detection in the Imperial County Services Building I : The data and time-frequency analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 :564–576, 2007.
- M.I. Todorovska et M.D. Trifunac. Propagation of earthquake waves in buildings with soft 1st floor. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 116(4) :892–900, 1990.
- M.I. Todorovska, S.S. Ivanovic, et M.D. Trifunac. Wave propagation in a seven-story reinforced concrete building I. Theoretical models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21 :211–223, 2001a.
- M.I. Todorovska, S.S. Ivanovic, et M.D. Trifunac. Wave propagation in a seven-story reinforced concrete building II. Observed wavenumbers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21 :225–236, 2001b.
- M.D. Trifunac. Wind and microtremor induced vibrations of a twenty-two story steel frame building. Technical Report EERL-70-01, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1970a.
- M.D. Trifunac. Ambient vibration test of a thirty-nine story steel frame building. Technical Report EERL-70-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 1970b.
- M.D. Trifunac. Comparison between ambient and forced vibration experiments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1 :133–150, 1972.

- M.D. Trifunac, S.S. Ivanovic, et M.I. Todorovska. Apparent period of a building. I Fourier analysis. *Journal of Structural Engineering*, pages 517–526, May 2001a.
- M.D. Trifunac, S.S. Ivanovic, et M.I. Todorovska. Apparent period of a building. II Time-frequency analysis. *Journal of Structural Engineering*, pages 527–537, May 2001b.
- F. E. Udawadia et P. Z. Marmarelis. The identification of building structural systems. I. The linear case. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 66(1) :125–151, February 1976.
- F. E. Udawadia et M.D. Trifunac. Time and amplitude dependent response of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2 :359–378, 1974.
- F.J. Ulm, J.L. Clément, et P. Argoul. Coefficient de comportement : approche chute de fréquence. In *3ème Colloque National AFPS*, volume II - MC, pages 49–56, Saint-Rémy-lès-Chevreuse (France), Mars 1993. Association Française de Génie Parasismique.
- C. Ventura, B. Laverick, R. Brincker, et P. Andersen. Comparison of dynamic characteristics of two instrumented tall buildings. In *21st International Modal Analysis Conference (IMAC)*, 2003a.
- C. Ventura, W.-D. Liam Finn, J.F. Lord, et N. Fujita. Dynamic characteristics of a base isolated building from ambient vibration measurement and low level earthquake shaking. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 :313–322, 2003b.
- C. Ventura, W.-D. Liam Finn, T. Onur, A. Blanquera, et M. Rezai. Regional seismic risk in British Columbia - classification of buildings and developement of damage probability functions. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32 :372–387, 2005.
- P. Volant, N. Orbovic, et F. Dunand. Seismic evaluation of existing nuclear facility using ambient vibration test to characterize dynamic behavior of the structure and microtremor measurements to characterize the soil : a case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22 :1159–1167, 2002.
- H. S. Ward et R. Crawford. Wind-induced vibrations and building modes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 56(4) :793–813, August 1966.
- P.D. Welch. The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra : A method based on time averaging over short, modified periodograms. *I.E.E.E Transactions on Audio and Electroacoustics*, 15(2) : 70–73, 1967.
- W. M. West. Illustration of the use of modal assurance criterion to detect structural changes in an Orbiter test specimen. In *Air Force Conference on Aircraft Structural Integrity*, pages 1–6, 1984.
- M. Wyss. Human losses expected in Himalayan earthquakes. *Natural Hazards*, 34 :305–314, 2005.
- A. Yakut, G. Ozcebe, et M. S. Yucemen. Seismic vulnerability assessment using regional empirical data. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(10) :1187–1202, 2006.
- L. Zhang, R. Brincker, et P. Andersen. Modal indicators for operational modal identification. In *19th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, Kissimmee, Florida, 2001.